

Avaliação da Integridade Estrutural de Pontes de Betão
– o caso da Ponte Nossa Senhora da Guia –

José Manuel Martins Neto dos Santos

Licenciado em Engenharia Civil

pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Dissertação apresentada à

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil

realizada sob orientação do Professor Doutor **Joaquim de Azevedo Figueiras**

do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Porto, Fevereiro de 2008

Aos Meus Pais e Irmãs

Índice Geral

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

ÍNDICE DE TEXTO vii

ÍNDICE DE FIGURAS xi

ÍNDICE DE TABELAS xxi

NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA xxiii

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO 1

CAPÍTULO 2 – AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL 5

CAPÍTULO 3 – INSPECÇÃO DA OBRA DE ARTE 67

CAPÍTULO 4 – ENSAIO DE CARGA E AMBIENTAL 115

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL 177

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 229

REFERÊNCIAS 235

Agradecimentos

A todos os que me acompanharam durante esta fase da minha vida através da sua disponibilidade, compreensão e amizade e que de forma directa ou indirecta contribuíram para a realização deste trabalho, desejo expressar aqui o meu profundo reconhecimento e agradecimento. De um modo especial, pela sua intervenção activa nas diversas fases do projecto, agradeço:

- ao orientador Professor Joaquim Figueiras, pela orientação, interesse e empenho demonstrados, pelos distintos ensinamentos transmitidos e pela amizade revelada não só ao longo da elaboração da tese, mas também desde que pertenço ao LABEST;

- ao colega Mário Pimentel pelo apoio dado nas fases de trabalho experimental (inspecção e ensaio de carga) e, muito em particular, pela colaboração na fase de avaliação da segurança da Ponte Nossa Senhora da Guia, em Ponte de Lima;

- à colega Helena Figueiras, pela ajuda durante a inspecção da ponte e pela cooperação na realização dos ensaios não destrutivos;

- ao colega Américo Dimande, pela colaboração no desenvolvimento do sistema de aquisição de dados utilizado no ensaio de carga e ambiental e pelo apoio na montagem e ligação dos diversos equipamentos;

- ao EP - Estradas de Portugal E.P.E., i) através do protocolo EP-FEUP: "Inspecção, Ensaio de Carga e Modelação do Comportamento da Ponte Nossa Senhora da Guia em Ponte de Lima", que possibilitou o desenvolvimento dos estudos e análises que serviram de base à elaboração da presente dissertação; ii) aos Engenheiros Carlos Pimentel, Eduardo Cavaco e Tiago Rodrigues do Departamento de Obras de Arte e Estruturas Especiais e ao Engenheiro António Cruz da Direcção de Estradas de Viana do Castelo, pelo apoio concedido nas várias fases do trabalho;

- ao colega Paulo Costeira, pela cedência da informação relativa à obra de arte estudada;

- aos colegas Elói Figueiredo, Carlos Rodrigues, Bruno Costa e Professor Carlos Félix pelo apoio nas fases preparatórias e no decorrer do ensaio de carga;

- aos técnicos de laboratório Paula Silva, Alberto Monteiro, Amândio, Cláudio, Cecília, Rogério e Rui pelo auxílio dado nas diversas etapas em obra;

- aos outros colegas de trabalho Luís Silva, Lino Maia, Álvaro Perdigão, Armindo Cunha, Sara Costa e Denise Ferreira, pelo excelente ambiente de trabalho que proporcionaram;

- aos meus pais e irmãs pela forma incondicional e constante como sempre me apoiaram.

Resumo

As pontes de betão ao longo da sua vida útil, como quaisquer estruturas, estão sujeitas a um conjunto de acções que levam a que estas envelheçam, ou seja, percam as suas propriedades naturais para as quais foram projectadas, deixando de responder às exigências actuais. Dado o elevado número de obras de arte existentes as estratégias de prolongamento da vida útil só podem ser aplicadas de forma adequada com o auxílio de sistemas de apoio à gestão de obras de arte. A avaliação da integridade estrutural das pontes representa a parcela fundamental dos referidos sistemas de gestão.

Com vista a continuar a alertar para o problema da manutenção das pontes em Portugal, a presente dissertação tem como principais objectivos a abordagem ao tema da avaliação da integridade estrutural das pontes e a avaliação da mesma na Ponte Nossa Senhora da Guia, em Ponte de Lima. Para esse efeito é efectuada uma breve revisão do estado do conhecimento da degradação das pontes, dos Sistemas de Gestão de Obras de Arte e da avaliação da segurança de estruturas existentes.

Posteriormente, é apresentado o caso prático estudado composto por três fases: i) inspecção da obra, ii) ensaio de carga e iii) avaliação da segurança estrutural. Na inspecção da obra mostram-se as anomalias estruturais (fissuras) e de durabilidade detectadas e apresentam-se os resultados dos ensaios não destrutivos realizados. No ensaio de carga comparam-se os resultados globais com os previstos num modelo elástico linear e avaliam-se os efeitos locais (abertura de fendas). Na avaliação da segurança aplica-se um conjunto de análises lineares e não lineares para se demonstrar a segurança da obra para os estados limites últimos, mas não para os estados limites de utilização.

Abstract

The concrete bridges, as any others structures, are submitted to various sources of actions during their service life, which may turn into a performance decreasing. Consequently, the lost of some assumed design properties can lead the structures to fail the fulfilment of the current requirements. Bearing in mind the large number of existing bridges, the strategies to prolong their service life can only be applied appropriately with the Bridge Management Systems (BMS) support. The structural health evaluation of bridges is the main task of the BMS.

In order to keep the attention focused on the problem of maintenance of Portuguese bridges, this dissertation has as a main goal the discussion of bridges' structural health, as well as, its applications at the Ponte Nossa Senhora da Guia, in Ponte de Lima. For this purpose, initially, a brief state-of-art review about existing bridges degradation, management systems and safety evaluation is presented.

Subsequently, the case study is presented in three different stages: i) bridges inspection, ii) load test and iii) safety evaluation. Concerning the inspection, it was revealed the structural damage (cracks), the durability problems and the results of non-destructive tests carried out. Regarding the load test, the overall results are compared with the numerical response determined by a linear elastic model, and also, particular results are discussed (crack openings). About the safety evaluation, a set of linear and non linear analyses are carried out, in order to demonstrate the structural safety under ultimate limit states and the unsatisfactory performance under the serviceability limit states.

Índice de Texto

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 ENQUADRAMENTO 1

1.2 OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO 2

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE 3

2 AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL 5

2.1 DAS PRIMEIRAS PONTES À GESTÃO DE PONTES 5

2.2 CAUSAS DOS PROBLEMAS DAS PONTES DE BETÃO 8

2.2.1 Aspectos relativos ao comportamento estrutural e material 8

2.2.2 Aspectos relativos à durabilidade material 23

2.2.3 Erros de projecto, de modelação e de obra 35

2.3 GESTÃO DE PONTES 40

2.3.1 Aquisição de dados 41

2.3.2 Classificação das obras 50

2.3.3 Apresentação de resultados 52

2.3.4 A situação em Portugal e no estrangeiro 53

2.4 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL 54

2.4.1 Modelação estrutural 55

2.4.2 Verificação da segurança 56

2.5 INVESTIGAÇÕES MAIS RECENTES E DE FUTURO 63

2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 65

3 INSPECÇÃO DA OBRA DE ARTE 67

3.1 MANUAL DE INSPECÇÕES 67

3.1.1 Especificações Técnicas 67

3.1.2 Manual de anomalias e manual dos trabalhos de reparação 70

3.2 DESCRIÇÃO DA OBRA ANALISADA 70

3.3 INSPECÇÕES ANTERIORES 72

3.3.1 Inspecção visual e subaquática ... 73
3.3.2 Ensaios não destrutivos ... 74

3.4 INSPECÇÃO VISUAL AO TABULEIRO ... 74
3.4.1 Inspecção ao interior do tabuleiro ... 75
3.4.2 Inspecção ao exterior do tabuleiro ... 90

3.5 INSPECÇÃO VISUAL AOS OUTROS COMPONENTES ... 96
3.5.1 Inspecção visual por componente ... 96
3.5.2 Considerações sobre os outros componentes ... 104

3.6 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS ... 105
3.6.1 Ensaio à compressão de carotes de betão ... 106
3.6.2 Ensaio à tracção de armaduras ... 106
3.6.3 Detecção de armaduras ... 107
3.6.4 Ultra-sons ... 108
3.6.5 Esclerómetro ... 109
3.6.6 Profundidade de Carbonatação ... 109
3.6.7 Teor em cloretos ... 110

3.7 AVALIAÇÃO DO ESTADO DA PONTE ... 111
3.7.1 Preenchimento do relatório de inspecção principal do EP ... 111
3.7.2 Comentário geral ... 112

3.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS ... 113

4 ENSAIO DE CARGA E AMBIENTAL ... 115

4.1 OBJECTIVOS DO ENSAIO DE CARGA E AMBIENTAL ... 115

4.2 SISTEMA DE MEDIÇÃO INSTALADO ... 116
4.2.1 Postos de observação ... 118
4.2.2 Sensores ... 121
4.2.3 Tubos e cabos eléctricos ... 136

4.3 CONDUÇÃO DO ENSAIO DE CARGA ... 136
4.3.1 Veículos ... 137
4.3.2 Casos de carga ... 138
4.3.3 Realização do Ensaio de Carga ... 142

4.4 RESULTADOS DA MEDIÇÃO ... 148
4.4.1 Ensaio de carga ... 148
4.4.2 Ensaio ambiental ... 158

4.5 VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS DO ENSAIO DE CARGA ... 162
4.5.1 Modelo numérico ... 162

4.5.2 Comparação 166
4.5.3 Análise geral 173

4.6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 173

4.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS 176

5 ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL 177

5.1 PONTOS DE PARTIDA 177

5.1.1 Projecto da Ponte: Pré-esforço existente na ponte 177
5.1.2 Análises Seguintes: A Inexistência do Projecto de Aplicação do Pré-Esforço 185

5.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA OBRA DE ACORDO COM OS MÉTODOS E MODELOS ACTUAIS 186

5.2.1 Esforços actuantes 187
5.2.2 Esforços resistentes 197
5.2.3 Análise da segurança 199

5.3 SIMULAÇÕES DO PRÉ-ESFORÇO 208

5.3.1 Redução uniforme de pré-esforço 208
5.3.2 Redução do pré-esforço existente na laje inferior 210
5.3.3 Introdução de pré-esforço exterior 212

5.4 ESTUDO DETALHADO DE UM TROÇO DA PONTE 217

5.4.1 Descrição do modelo 217
5.4.2 Análises efectuadas 220
5.4.3 Comportamento em serviço 220
5.4.4 Comportamento até à rotura 222
5.4.5 Introdução do pré-esforço exterior 224

5.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS 224

5.5.1 Projecto da ponte 225
5.5.2 Cálculos de acordo com os métodos e modelos actuais 225
5.5.3 Estudo detalhado de um troço de ponte 226

5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 227

6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 229

6.1 CONCLUSÕES GERAIS 229

6.1.1 Avaliação da integridade estrutural 229
6.1.2 O caso da Ponte Nossa Senhora da Guia 230

6.2 SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 232

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Evolução da deformação do betão ao longo do tempo (Santos, 2002). 8
Figura 2.2 – Coeficiente de fluência $\phi(\infty, t_0)$ para betão em condições de ambiente exterior (EC2, 2004). 9
Figura 2.3 – Evolução da tensão no aço de pré-esforço numa secção (Figueiras, 1993). 10
Figura 2.4 – Resposta estática e dinâmica (Calçada, 2001). 12
Figura 2.5 – Perfil de temperaturas (ºC) numa laje de 20 cm ao longo do dia (Silveira, 1996). 13
Figura 2.6 – Tacoma Narrows Bridge no momento do colapso (Ketchum, 2005). 15
Figura 2.7 – Curvas *S-N* para o betão $R^* = \sigma_{cmin} / \sigma_{cmax}$ (Johansson, 2004). 18
Figura 2.8 – Evolução da deformação do betão (ε) com o número de ciclos de carregamento ($^n/_N$) (CEB, 1988). 19
Figura 2.9 – Evolução do módulo de elasticidade do betão tangente (E_S) com o número de ciclos de carregamento ($^n/_N$) (CEB, 1988). 19
Figura 2.10 – Evolução da flexão (curvatura e deformação no topo da secção) de uma secção de betão armado com o número de ciclos N (Zanuy, et al., 2007). 20
Figura 2.11 – Curva característica da resistência à fadiga de armaduras para betão armado (EC2, 2004). 21
Figura 2.12 – Padrão típico de fendilhação de rotura por fadiga (Sim e Oh, 2004). 23
Figura 2.13 – Causas de fissuração por sobrecargas (CEB, 1992). 24
Figura 2.14 – Grau de carbonatação do betão em função da Humidade relativa ambiental (Coutinho, 1998). 25
Figura 2.15 – Betão ao fim de 4 anos de exposição a Sulfato de Sódio (Dehwah, 2007). 26
Figura 2.16 – Aspecto de betão após 3 anos de contacto com o ião sulfato (Bellmann e Stark, 2007). 27
Figura 2.17 – Fissuração em muro de betão situado em ambiente marinho, originada pela entrada de cloretos (ASEFA, 2007). 28
Figura 2.18 – Aspecto de muro em betão após contacto com ácido sulfúrico (CSS, 2005). 29
Figura 2.19 – Expansão normalizada de um betão em função do grau de reacção da ASR (Haha, et al., 2007). 30
Figura 2.20 – Aspecto do betão após a ASR (PCA, 2007). 30
Figura 2.21 – Zona anódica e catódica no processo de corrosão do aço (Coutinho, 1998). 31
Figura 2.22 – Volume relativo dos produtos da corrosão do aço (Coutinho, 1998). 32
Figura 2.23 – Corrosão numa viga principal (Corrosion Doctors, 2007). 32
Figura 2.24 – Corrosão em estribos de uma viga principal. 33

Figura 2.25 – Resistência à compressão em função da relação água / cimento (Kirchheim, et al., 2003). 35
Figura 2.26 – Efeito de um cabo de pré-esforço (adaptado de *Maintenance et réparation des ponts*, 1997). 36
Figura 2.27 – Principais tipos de fissuras (adaptado de *Maintenance et réparation des ponts*, 1997). 36
Figura 2.28 – Ponte caixão de altura variável (adaptado de *Maintenance et réparation des ponts*, 1997). 37
Figura 2.29 – Tensões principais (adaptado de *Maintenance et réparation des ponts*, 1997). 37
Figura 2.30 – Método errado de avaliação de V_a (adaptado de *Maintenance et réparation des ponts*, 1997). 38
Figura 2.31 – Estrutura básica dos Sistemas de Gestão de Obras de Arte. 41
Figura 2.32 – Diferentes cenários de manutenção (Biondini, et al., 2004). 46
Figura 2.33 – Processos de medição. 47
Figura 2.34 – Ilustração esquemática do formato semi-probabilístico (Henriques, 1998). 59
Figura 2.35 – Sistemas para avaliação da infra-escavação (adaptado de Davis, et al., 2004). 65
Figura 3.1 – Vista dos três vãos centrais. 71
Figura 3.2 – Designação utilizada (alçado do tabuleiro). 72
Figura 3.3 – Alma de montante - face de jusante, 5º vão. 75
Figura 3.4 – Alma de montante - face de jusante, 4º vão. 76
Figura 3.5 – Alma de montante - face de jusante, 3º vão. 76
Figura 3.6 – Alma de montante - face de jusante, 3º vão: Fissuras entre as secções 50 e 49. 76
Figura 3.7 – Alma de montante - face de jusante, 3º vão: Fissuras na secção 44. 77
Figura 3.8 – Alma de montante - face de jusante, 2º vão. 77
Figura 3.9 – Alma de montante - face de jusante, 1º vão. 77
Figura 3.10 – Alma central - face de montante, 1º vão. 78
Figura 3.11 – Alma central - face de montante, 2º vão. 78
Figura 3.12 – Alma central - face de montante, 2º vão: Fissuras na secção 21. 78
Figura 3.13 – Alma central - face de montante, 2º vão: Fissuras na secção 24. 79
Figura 3.14 – Alma central - face de montante, 3º vão. 79
Figura 3.15 – Alma Central - Face de montante, 3º vão: Fissuras na secção 52. 79
Figura 3.16 – Alma central - face de montante, 3º vão: fissuras na secção 55. 80
Figura 3.17 – Alma Central - face de montante, 4º vão. 80
Figura 3.18 – Alma central - face de montante, 4º vão: Fissuras entre as secções 68 e 69. 80
Figura 3.19 – Alma central - face de montante, 5º vão. 81
Figura 3.20 – Alma central - face de jusante, 5º vão. 81

Figura 3.21 – Alma central - face de jusante, 4º vão. 81
Figura 3.22 – Alma Central - face de jusante, 4º vão: Fissuras entre as secções 69 e 68. 82
Figura 3.23 – Alma central - face de jusante, 3º vão. 82
Figura 3.24 – Alma central - face de jusante, 3º vão: Fissuras entre as secções 52 e 51. 82
Figura 3.25 – Alma central - face de jusante, 3º vão: Fissuras entre as secções 50 e 49. 83
Figura 3.26 – Alma central - face de jusante, 2º vão. 83
Figura 3.27 – Alma central - face de jusante, 2º vão: Fissuras entre as secções 23 e 22. 83
Figura 3.28 – Alma de montante - face de jusante, 1º vão. 84
Figura 3.29 – Alma de montante - face de jusante, 1º vão. 84
Figura 3.30 – Alma de montante - face de jusante, 2º vão. 84
Figura 3.31 – Alma de jusante - face montante, 2º vão: Fissuras entre as secções 23 e 24. 84
Figura 3.32 – Alma de montante - face de jusante, 3º vão. 85
Figura 3.33 – Alma de jusante - face montante, 3º vão: Fissuras entre as secções 50 e 51. 85
Figura 3.34 – Alma de jusante - face de montante, 4º vão. 85
Figura 3.35 – Alma de jusante - face de montante, 5º vão. 85
Figura 3.36 – Laje superior, 1º vão. 86
Figura 3.37 – Laje superior, 2º vão. 86
Figura 3.38 – Laje superior – célula de jusante, 2º vão: Fissuras entre as secções 18 e 20. 86
Figura 3.39 – Laje superior, 3º vão. 87
Figura 3.40 – laje superior, 4º vão. 87
Figura 3.41 – Laje superior, 5º vão. 87
Figura 3.42 – Laje Inferior, 1º vão. 87
Figura 3.43 – Laje inferior, 2º vão. 88
Figura 3.44 – Laje inferior – célula de jusante, 2º vão: Fissuras na secção 23 e entre a secção 23 e a 24. 88
Figura 3.45 – Laje inferior, 3º vão. 89
Figura 3.46 – Laje inferior, 4º vão. 89
Figura 3.47 – Laje inferior – célula de montante, 4º vão: Fissura entre as secções 69 e 70. 89
Figura 3.48 – Laje inferior, 5º vão. 90
Figura 3.49 – Veículo de inspecção. 90
Figura 3.50 – Alma de montante - face de montante, 2º vão: Problemas de durabilidade. 91
Figura 3.51 – Alma de montante - face de montante, 2º vão: Fissura na secção 22. 92
Figura 3.52 – Alma de jusante - face de jusante, 1º vão: Varão à vista na secção11. 92
Figura 3.53 – Laje inferior, 1º vão. 93
Figura 3.54 – Laje inferior, 2º vão. 93
Figura 3.55 – Laje inferior - face inferior, 2º vão: Fissuras entre as secções 23 e 24. 94
Figura 3.56 – Laje inferior, 3º vão. 94

Figura 3.57 – Laje inferior - face inferior, 3º vão: Fissura junto à secção 45..... 94
Figura 3.58 – Laje inferior, 4º vão..... 95
Figura 3.59 – Laje inferior - face inferior, 2º vão: Cabo de pré-esforço à vista na secção 68..... 95
Figura 3.60 – Laje inferior, 5º vão..... 95
Figura 3.61 – Muro testa da margem esquerda. 96
Figura 3.62 – Muro testa da margem direita. 97
Figura 3.63 – Aspecto geral dos encontros..... 98
Figura 3.64 – Mesas de apoio..... 98
Figura 3.65 – Aparelhos de apoio do encontro da margem esquerda..... 98
Figura 3.66 – Aparelhos de apoio do encontro da margem direita..... 99
Figura 3.67 – Aparelhos de apoio do pilar P1. 99
Figura 3.68 – Aparelhos de apoio do pilar P2. 99
Figura 3.69 – Aparelhos de apoio do pilar P3. 99
Figura 3.70 – Aparelhos de apoio do pilar P4. 100
Figura 3.71 – Pilares..... 101
Figura 3.72 – Topo do Pilar P2. 101
Figura 3.73 – Aspecto das cornijas..... 102
Figura 3.74 – Guarda corpos. 102
Figura 3.75 – Faixa de rodagem (vias e passeios). 103
Figura 3.76 – Juntas de dilatação..... 104
Figura 3.77 – Zonas analisadas. 106
Figura 3.78 – Detecção de armaduras. 107
Figura 3.79 – Determinação da profundidade de carbonatação. 110
Figura 4.1 – Instrumentação no 1º Vão. 117
Figura 4.2 – Instrumentação no 2º Vão. 117
Figura 4.3 – Instrumentação no 3º Vão. 117
Figura 4.4 – Instrumentação no 4º Vão. 118
Figura 4.5 – Instrumentação no 5º Vão. 118
Figura 4.6 – Posicionamento dos Postos de Observação..... 119
Figura 4.7 – Sistema de aquisição do PO1. 119
Figura 4.8 – Sistema de aquisição do PO2. 119
Figura 4.9 – Posto de observação PO3. 119
Figura 4.10 – Sistema de aquisição do PO4. 119
Figura 4.11 – Posto de observação PO5. 120
Figura 4.12 – Circuito hidráulico 1. 122
Figura 4.13 – Depósito e sensor DVo1 (Secção 1)..... 122
Figura 4.14 – Sensor DV1 (Secção 7). 122

Figura 4.15 – Circuito hidráulico 2. 123
Figura 4.16 – Sensor DV2 (Secção 26). 123
Figura 4.17 – Depósito e sensor DVo2 (Secção 35). 123
Figura 4.18 – Sensor DV3 (Secção 47). 123
Figura 4.19 – Circuito hidráulico 3. 124
Figura 4.20 – Sensor DV4 (Secção 68). 124
Figura 4.21 – Depósito e sensor DVo3 (Secção 77). 124
Figura 4.22 – Sensor DV5 (Secção 86). 124
Figura 4.23 – Inclinómetro I1 (Secção 16). 125
Figura 4.24 – Inclinómetro I2 (Secção 37). 125
Figura 4.25 – Inclinómetro I3 (Secção56). 126
Figura 4.26 – Inclinómetro I4 (Secção 79). 126
Figura 4.27 – Deformações na alma – Tramo 2. 127
Figura 4.28 – Deformações na alma – Tramo 3. 127
Figura 4.29 – CV3 e CV4 (Secção 26-27). 128
Figura 4.30 – CV5 e CV6 (Secção 46-47). 128
Figura 4.31 – Deformações na alma – Tramo 4. 128
Figura 4.32 – CV7 e CV8 (Secção 67-68). 129
Figura 4.33 – Deformações na alma – Tramo 5. 129
Figura 4.34 – CV9 e CV10 (Secção 86-87). 129
Figura 4.35 – Fissuras nas almas – Tramo 2. 130
Figura 4.36 – Fissurómetro AF1 (Secção 22). 130
Figura 4.37 – Clip-Gauge AF5 (Secção 23). 130
Figura 4.38 – Fissuras nas almas – Tramo 3. 131
Figura 4.39 – LVDT AF8 (Secção 55). 131
Figura 4.40 – Fissuras nas almas – Tramo 4. 131
Figura 4.41 – Fissurómetro AF3 (Secção 70). 131
Figura 4.42 – LVDT AF7 (Secção 72). 131
Figura 4.43 – Fissuras na laje inferior – Tramo 2. 132
Figura 4.44 – Fissurómetro AF2 (Secção 21). 132
Figura 4.45 – Clip-Gauge AF6 (Secção 23). 132
Figura 4.46 – Fissuras na laje inferior – Tramo 4. 132
Figura 4.47 – Fissurómetro AF4 (Secção 70). 133
Figura 4.48 – Movimentos nas juntas. 133
Figura 4.49 – LVDT I5 (Secção 1). 134
Figura 4.50 – LVDT I7 (Secção 92). 134
Figura 4.51 – LVDT I6 (Secção 1). 134

Figura 4.52 – LVDT I8 (Secção 92). 134
Figura 4.53 – Sensores de temperatura instalados – Tramo 2. 134
Figura 4.54 – Termómetro Tint (Secção 33). 135
Figura 4.55 – Acelerómetro – Tramo 2. 135
Figura 4.56 – Acelerómetro (Secção 26). 135
Figura 4.57 – Características gerais dos veículos utilizados no ensaio de carga. 137
Figura 4.58 – Posição de carga 1. Carregamento durante o Percurso 1, Posição 1. 138
Figura 4.59 – Posições de carga 2, 3 e 4. Carregamento durante o Percurso 5, Posição 2. 139
Figura 4.60 – Posições de carga 5 e 6. Carregamento durante o Percurso 2, Posição 6. 139
Figura 4.61 – Posições de carga 7 e 8. Carregamento durante o Percurso 3, Posição 7. 139
Figura 4.62 – Posição de carga 9. Carregamento durante o Percurso 4, Posição 9. 139
Figura 4.63 – Centrado. 140
Figura 4.64 – Montante. 140
Figura 4.65 – Jusante. 141
Figura 4.66 – A par. 141
Figura 4.67 – Mais desfavorável para a laje superior. 141
Figura 4.68 – Percurso 1, Posição 7. 145
Figura 4.69 – Percurso 2, Posição 4. 145
Figura 4.70 – Percurso 3, Posição 6. 146
Figura 4.71 – Percurso 4, Posição 5. 146
Figura 4.72 – Percurso 5, Posição 2. 146
Figura 4.73 – Marcha 1. 146
Figura 4.74 – Marcha 6. 146
Figura 4.75 – Marcha 7. 146
Figura 4.76 – Marcha 9. 147
Figura 4.77 – Marcha 17. 147
Figura 4.78 – Pormenor do ressalto. 147
Figura 4.79 – Exemplo do condicionamento de sinal dos sensores para carregamentos estáticos. 149
Figura 4.80 – Temperaturas registadas durante o ensaio de carga. 150
Figura 4.81 – Percurso 1 – Flechas nos vãos. 150
Figura 4.82 – Marcha 1 - Flechas nos vãos. 150
Figura 4.83 – Percurso 1 – Rotações nos apoios. 151
Figura 4.84 – Marcha 2 - Rotações nos apoios. 151
Figura 4.85 – Percurso 1 – Deformações na alma (sensores superiores). 152
Figura 4.86 – Percurso 1 – Percurso 1 – Deformações na alma (sensores inferiores). 152
Figura 4.87 – Percurso 1 – Curvaturas nas secções de meio vão. 153
Figura 4.88 – Percurso 1 – Fissuras na alma. 153

Figura 4.89 – Marcha 1 – Fissuras na alma. 154
Figura 4.90 – Marcha 5 – Fissuras na alma. 154
Figura 4.91 – Percurso 1 – Fissuras na laje inferior. 155
Figura 4.92 – Marcha 1 – Fissuras na laje inferior. 155
Figura 4.93 – Marcha 5 – Fissuras na laje inferior. 155
Figura 4.94 – Percurso 1 – Deslocamentos horizontais nas juntas de dilatação. 156
Figura 4.95 – Percurso 1 – Rotações nas juntas de dilatação. 156
Figura 4.96 – Marcha 1 – Deslocamentos horizontais nas juntas de dilatação. 157
Figura 4.97 – Marcha 1 – Rotações nas juntas de dilatação. 157
Figura 4.98 – Espectro densidade de potência médio normalizado (Figueiredo, 2007). 158
Figura 4.99 – Temperaturas registadas durante o ensaio ambiental. 159
Figura 4.100 – Rotações nos apoios durante o ensaio ambiental. 159
Figura 4.101 – Fissuras na alma durante o ensaio ambiental. 160
Figura 4.102 – Fissuras na laje inferior durante o ensaio ambiental. 160
Figura 4.103 – Deslocamento horizontal na junta de dilatação da margem esquerda durante o ensaio ambiental. 161
Figura 4.104 – Rotação na junta de dilatação da margem esquerda durante o ensaio ambiental. 161
Figura 4.105 – Geometria do modelo de elementos finitos utilizado. 162
Figura 4.106 – Detalhe do modelo no vão 2 (entre P1 e P2). 163
Figura 4.107 – Pormenores do modelo utilizado junto à aduela maciça e apoio. 163
Figura 4.108 – Uma das secções transversais considerada para a definição das propriedades geométricas. 164
Figura 4.109 – Percurso 2 (2 Veículos em série), Posição 3: Acção considerada. 165
Figura 4.110 – Comparação entre o sensor DV1 e o simétrico de DV5 (em relação ao centro da ponte). 166
Figura 4.111 – Comparação entre o sensor DV2 e o simétrico de DV4 (em relação ao centro da ponte). 166
Figura 4.112 – Linhas de influência do sensor DV3. 167
Figura 4.113 – Comparação entre a rotação da margem esquerda e o simétrico da rotação na margem direita (em relação ao centro da ponte). 168
Figura 4.114 – Comparação entre o sensor I1 e o simétrico do sensor I4 (em relação ao centro da ponte). 168
Figura 4.115 – Comparação entre o sensor I2 e o simétrico do sensor I3 (em relação ao centro da ponte). 168
Figura 4.116 – Linhas de influência do deslocamento horizontal na junta de dilatação da margem esquerda. 171

Figura 4.117 – Linhas de influência do deslocamento horizontal na junta de dilatação da margem direita. 171
Figura 4.118 – Modo de vibração associado à 1.ª frequência própria. 172
Figura 4.119 – Modo de vibração associado à 2.ª frequência própria. 172
Figura 4.120 – Modo de vibração associado à 3.ª frequência própria. 172
Figura 4.121 – Modo de vibração associado à 4.ª frequência própria. 173
Figura 4.122 – Modo de vibração associado à 5.ª frequência própria. 173
Figura 4.123 – Nível de solicitação (momentos flectores a meio vão)..... 174
Figura 4.124 – Nível de solicitação (esforço transverso junto ao apoio). 174
Figura 5.1 – Círculo de Mohr. 182
Figura 5.2 – Pólo Irradiante das Facetas..... 182
Figura 5.3 – Direcções principais de tensão. 182
Figura 5.4 – Direcção principal de compressão. 182
Figura 5.5 – Modelo simplificado de cálculo. 183
Figura 5.6 – Tensões de segurança do betão. 183
Figura 5.7 – Traçado teórico adoptado para o pré-esforço na metade esquerda do 2.° tramo. 189
Figura 5.8 – Processo construtivo – Fase 1: Construção das consolas. 191
Figura 5.9 – Processo construtivo – Fase 2: Ligação do 1.° e 2.° tramos e do 3.° e 4.° tramos. 191
Figura 5.10 – Processo construtivo – Fase 3: Construção do tabuleiro junto aos encontros. 191
Figura 5.11 – Processo construtivo – Fase 4: Fecho da ponte. 191
Figura 5.12 – Estruturas da Fase 1 (meia ponte). 191
Figura 5.13 – Estrutura da Fase 2 (meia ponte). 191
Figura 5.14 – Estrutura da Fase 3 (meia ponte). 192
Figura 5.15 – Estrutura da Fase 4 (meia ponte). 192
Figura 5.16 – Cálculo dos efeitos diferidos nos momentos flectores. 194
Figura 5.17 – Momentos flectores transversais devido ao veículo tipo..... 198
Figura 5.18 – Tensões normais: peso próprio e pré-esforço. 199
Figura 5.19 – Tensões normais: RSA – Combinação Quase Permanente. 200
Figura 5.20 – Tensões normais: EC1 – Combinação Quase Permanente. 200
Figura 5.21 – Tensões normais: RSA – Combinação Frequente. 200
Figura 5.22 – Tensões normais: EC1 – Combinação Frequente. 201
Figura 5.23 – Tensões normais: RSA – Combinação Característica. 201
Figura 5.24 – Tensões normais: EC1 – Combinação Característica. 201
Figura 5.25 – Esforço axial: ELU. 203
Figura 5.26 – Esforço transverso: RSA - ELU. 203
Figura 5.27 – Esforço transverso: EC1 - ELU. 203
Figura 5.28 – Momentos flectores: RSA - ELU. 204

Figura 5.29 – Momentos flectores: EC1 - ELU. 204
Figura 5.30 – Distância L de amarração do pré-esforço inferior. 205
Figura 5.31 – Comparação dos esforços transversos (não majorados, ΔT = 10 ºC)..... 205
Figura 5.32 – Comparação dos momentos flectores (não majorados, ΔT = 10 ºC)..... 206
Figura 5.33 – Comparação dos momentos flectores (não majorados, ΔT = 15 ºC)..... 207
Figura 5.34 – Redução de 25% no Pré-esforço: Tensões normais: RSA – Combinação Quase Permanente. 208
Figura 5.35 – Redução de 25% no Pré-esforço: Tensões normais: RSA – Combinação Frequente... 208
Figura 5.36 – Redução de 25% no Pré-esforço: Tensões normais: RSA – Combinação Característica. 209
Figura 5.37 – Redução de 25% no Pré-esforço: Esforço Transverso: RSA - ELU..... 209
Figura 5.38 – Redução de 25% no Pré-esforço: Momentos Flectores: RSA - ELU. 209
Figura 5.39 – Redução de 50% no Pré-esforço na laje inferior: Tensões normais: RSA – Combinação Q.P..... 210
Figura 5.40 – Redução de 50% no Pré-esforço na laje inferior: Tensões normais: RSA – Combinação Frequente. 211
Figura 5.41 – Redução de 50% no Pré-esforço na laje inferior: Tensões normais: RSA – Combinação Característica. 211
Figura 5.42 – Redução de 50% no Pré-esforço na laje inferior: Esforço Transverso: RSA - ELU. ... 211
Figura 5.43 – Redução de 50% no Pré-esforço na laje inferior: Momentos Flectores: RSA - ELU... 212
Figura 5.44 – Traçado do pré-esforço exterior no 1.° Vão..... 213
Figura 5.45 – Traçado do pré-esforço exterior no 2.° Vão..... 213
Figura 5.46 – Traçado do pré-esforço exterior no 3.° Vão..... 213
Figura 5.47 – Traçado do pré-esforço exterior no 4.° Vão..... 214
Figura 5.48 – Traçado do pré-esforço exterior no 5.° Vão..... 214
Figura 5.49 – Cenário 1: Tensões normais: RSA - Combinação Quase Permanente..... 215
Figura 5.50 – Cenário 1: Tensões normais: RSA - Combinação Característica..... 215
Figura 5.51 – Cenário 2: Tensões normais: RSA - Combinação Frequente. 215
Figura 5.52 – Cenário 2: Momentos Flectores: RSA - ELU. 216
Figura 5.53 – Cenário 3: Tensões normais: RSA - Combinação Frequente 216
Figura 5.54 – Cenário 3: Momentos Flectores: RSA - ELU. 216
Figura 5.55 – Malha de elementos finitos adoptada (Pimentel, et al., 2007b). 218
Figura 5.56 – Esquema estrutural adoptado (Pimentel, et al., 2007b)..... 218
Figura 5.57 – Modelação do traçado dos cabos de pré-esforço: a) Alçado do pré-esforço superior; b) Planta do pré-esforço superior; c) Alçado do pré-esforço inferior; d) Planta do pré-esforço inferior (Pimentel, et al., 2007b). 219

Figura 5.58 – Padrão de fissuração na combinação frequente (Pimentel, et al., 2007b). 221
Figura 5.59 – Mapas com as tensões normais (Pa) no betão perante as acções do peso próprio e da temperatura (Pimentel, et al., 2007b). 221
Figura 5.60 – Tensões (Pa) na armadura longitudinal da laje inferior na combinação característica (Pimentel, et al., 2007b). 222
Figura 5.61 – Curva carga - deslocamento até à rotura (Pimentel, et al., 2007b)..... 223
Figura 5.62 – Fissuração na combinação característica após a aplicação do pré-esforço exterior (Pimentel, et al., 2007b). 224

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Tipos de inspecção possíveis em cada categoria. 45
Tabela 3.1 – Resultado dos ensaios à compressão do betão. 106
Tabela 3.2 – Resultado dos ensaios à tracção das armaduras. 107
Tabela 3.3 – Resultados da detecção de armaduras. 108
Tabela 3.4 – Resultados dos ultra-sons e estimativas das propriedades do betão. 109
Tabela 3.5 – Resultados do esclerómetro e estimativa da resistência à compressão do betão. 109
Tabela 3.6 – Classificação atribuída aos diversos componentes. 111
Tabela 4.1 – Postos de observação usados no ensaio de carga. 120
Tabela 4.2 – Postos de observação utilizados no ensaio ambiental. 121
Tabela 4.3 – Dados sobre os sensores de deformação. 127
Tabela 4.4 – Características geométricas dos veículos utilizados no ensaio de carga. 137
Tabela 4.5 – Peso dos veículos utilizados no ensaio de carga. 137
Tabela 4.6 – Descrição das Posições de Carga. 140
Tabela 4.7 – Descrição dos Percursos. 141
Tabela 4.8 – Descrição das Marchas. 142
Tabela 4.9 – Frequências [Hz] de aquisição nos ensaios de carga e ambiental. 143
Tabela 4.10 – Intervalo entre aquisições [s] nos ensaios de carga e ambiental. 143
Tabela 4.11 – Sequência do ensaio de carga. 143
Tabela 4.12 – Frequências naturais da ponte. 158
Tabela 4.13 – Análise das curvaturas no tramo 2 (entre P1 e P2). 169
Tabela 4.14 – Análise das curvaturas no tramo 3 (entre P2 e P3). 169
Tabela 4.15 – Análise das curvaturas no tramo 4 (entre P3 e P4). 170
Tabela 4.16 – Análise das curvaturas no tramo 5 (entre P4 e EMD). 170
Tabela 4.17 – Análise das Análise das frequências próprias da estrutura. 172
Tabela 5.1 – Coeficientes de combinação. 196
Tabela 5.2 – Combinação de acções do RSA. 196
Tabela 5.3 – Combinação de acções do EC1. 197
Tabela 5.4 – Combinação de acções do EC1. 198
Tabela 5.5 – Valores das propriedades médias consideradas para os materiais. 220

Notação e Simbologia

Notações Gregas

α	Ângulo dos cabos de pré-esforço em relação ao eixo da peça
α_i	Ângulo entre a laje inferior e a horizontal
α_S	Ângulo entre a laje superior e a horizontal
β	Índice de fiabilidade
γ	Ângulo entre a horizontal e a direcção da tensão principal
γ_f	Coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas das acções
γ_F	Coeficiente parcial de segurança associado às acções
$\gamma_{F,fat}$	Coeficiente parcial relativo às acções de fadiga
γ_G	Coeficiente parcial de segurança relativo às acções permanentes
γ_m	Coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas dos materiais
γ_M	Coeficiente parcial de segurança associado aos materiais
γ_{Rd}	Coeficiente parcial de segurança dos modelos de cálculo das resistências
γ_{Sd}	Coeficiente parcial de segurança dos modelos de cálculo das acções
$\gamma_{s,fat}$	Coeficiente parcial relativo ao aço no caso da fadiga
$\Delta\sigma_{p0}$	Perdas instantâneas de pré-esforço
$\Delta\sigma_{p\infty}$	Perdas diferidas de pré-esforço
$\Delta\sigma_{RSK}$	Tensão limite por fadiga para as armaduras segundo o EC2
$\Delta\sigma_{S,equ}$	Tensão equivalente em relação ao dano de fadiga
$\Delta\phi$	Variação do coeficiente de fluência
ΔT	Variação diferencial de temperatura
ΔT_H	Variação diferencial associada à temperatura máxima
ΔT_C	Variação diferencial associada à temperatura mínima
ΔS_i	Amplitude de tensão aplicada

ε	Deformação do betão
$\varepsilon(t)$	Deformação do betão à idade t
$\varepsilon(t_0)$	Deformação do betão à idade t_0
ε_u	Extensão última das armaduras
θ	Inclinação das escoras de betão no cálculo do esforço transverso
σ_a	Tensão de segurança do aço
σ_b	Tensão normal na secção de betão
σ_{car}	Tensão normal devida à combinação característica
σ_{cmin}	Tensão cíclica de compressão mínima
σ_{cmax}	Tensão cíclica de compressão máxima
σ_i	Tensão normal na laje inferior
σ_{p0}	Tensão inicial de esticamento do pré-esforço
$\sigma_{p\infty}$	Tensão de pré-esforço a tempo infinito
$\sigma_{quase\ permanente}$	Tensão normal devida à combinação quase permanente
σ_S	Tensão normal na laje superior
σ_X	Tensão horizontal na alma
σ_Y	Tensão vertical na alma
σ_1	Tensão na fibra superior quando a actua o momento flector M_1
σ_1'	Tensão na fibra inferior quando a actua o momento flector M_1
σ_2	Tensão na fibra superior quando a actua o momento flector M_2
σ_2'	Tensão na fibra inferior quando a actua o momento flector M_2
σ_I	Primeira tensão principal
σ_{II}	Segunda tensão principal
τ	Tensão tangencial na alma
$\phi(t,t_0)$	Coeficiente de fluência do betão à idade *t*, correspondente à aplicação da tensão à idade t_0
$\phi(t_f,t_0)$	Coeficiente de fluência do betão à idade t_f, correspondente à aplicação da tensão à idade t_0

$\phi(t_f, t_i)$	Coeficiente de fluência do betão à idade t_f, correspondente à aplicação da tensão à idade t_i
$\phi(t_i, t_0)$	Coeficiente de fluência do betão à idade t_i, correspondente à aplicação da tensão à idade t_0
χ	Coeficiente de envelhecimento do betão à idade t_i
Ψ_0	Coeficiente de combinação fundamental
Ψ_1	Coeficiente de combinação frequente
Ψ_2	Coeficiente de combinação quase permanente

Notações Romanas

a	Quantidade de água
A	Área da secção transversal
Ag	Quantidade de agregado
ACEL	Acelerómetro
AF1	Fissurómetro na alma, secção 22
AF2	Fissurómetro na laje inferior, secção 21
AF3	Fissurómetro na alma, secção 70
AF4	Fissurómetro na laje inferior, secção 70
AF5	Clip-Gauge na alma, secção 22
AF6	Clip-Gauge na laje inferior, secção 23
AF7	LVDT na alma, secção 72
AF8	LVDT na alma, secção 55
AF11 a AF16	Abertura de fendas na laje superior
$\frac{A_t}{P_1}$	Armadura dos estribos por metro
A_S	Armadura vertical necessária para a flexão transversal
A_{sl}	Armadura longitudinal devida à torção
$\frac{A_{sw}}{s}$	Armadura dos estribos por metro

B*	Distância entre o eixo frontal e central dos camiões
B_i	Área da secção da laje inferior não pertencente à alma
B_S	Área da secção da laje superior não pertencente à alma
$b_{w,nom}$	Largura de calculo do esforço transverso resistente máximo
$\overline{b}$	Largura útil das almas
c	Recobrimento médio da armadura
C	Quantidade de cimento
C*	Distância entre eixos traseiros dos camiões
$CaCO_3$	Carbonato de cálcio
$Ca(HO)_2$	Hidróxido de cálcio
CO_2	Dióxido de carbono
CV3	LVDT superior a meio vão do tramo 2
CV4	LVDT inferior a meio vão do tramo 2
CV5	LVDT superior a meio vão do tramo 3
CV6	LVDT inferior a meio vão do tramo 3
CV7	LVDT superior a meio vão do tramo 4
CV8	LVDT inferior a meio vão do tramo 4
CV9	Clip-Gauge superior a meio vão do tramo 5
CV10	LVDT inferior a meio vão do tramo 5
D	Diâmetro da Armadura
D_i	Dano acumulado linear para ΔS_i
D_k	Dano total
DV1	Sensor de pressão a meio vão do tramo 1
DV2	Sensor de pressão a meio vão do tramo 2
DV3	Sensor de pressão a meio vão do tramo 3
DV4	Sensor de pressão a meio vão do tramo 4
DV5	Sensor de pressão a meio vão do tramo 5
DVo1	Sensor de pressão de referência do circuito hidráulico 1
DVo2	Sensor de pressão de referência do circuito hidráulico 2
DVo3	Sensor de pressão de referência do circuito hidráulico 3
DV11 a DV13	Flecha transversal da laje superior em relação às almas

e^-	Electrão
e	Espessura mínima do caixão
e^*	Espaçamento médio da armadura
E	Módulo de elasticidade do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio do betão
e_0	Excentricidade do cabo resultante
E_S	Módulo de elasticidade tangente do betão
E1	Peso do eixo frontal dos camiões
E2	Peso do eixo central dos camiões
E3	Peso do eixo traseiro dos camiões

f	Frequência natural da ponte
F	Pré-esforço total
f_c	Resistência à compressão do betão
$f_{cd,fat}$	Resistência à fadiga do betão segundo o EC2
f_{ck}	Resistência à compressão característica do betão
f_{cm}	Resistência média à compressão do betão
f_{ctm}	Resistência à tracção média do betão
F_{el}	Esforço total final no caso da construção ser instantânea
Fe	Ferro molecular
Fe^{2+}	Ião Ferro
Fe_3O_4	Composto da ferrugem
$Fe(OH)_2$	Composto da ferrugem
$Fe(OH)_3$	Composto da ferrugem
$Fe(OH)_3 \cdot 3H_2O$	Composto da ferrugem
F_f	Esforço total final
F_i	Esforço parcial
f_{pd}	Tensão de cedência de cálculo das armaduras de pré-esforço
f_{pu}	Resistência à tracção média das armaduras de pré-esforço
$f_{p\infty}$	Tensão a tempo infinito nas armaduras de pré-esforço
f_t	Resistência à tracção das armaduras ordinárias
f_{tm}	Resistência à tracção média das armaduras ordinárias
f_{yd}	Tensão de cedência de cálculo das armaduras ordinárias
f_{yk}	Resistência característica à tracção das armaduras

f_y	Resistência à tracção das armaduras
f_{ym}	Resistência média à tracção das armaduras
G	Peso próprio (aduelas + revestimentos)
G_F	Energia de fractura
H^+	Ião Hidrogénio
H_2	Hidrogénio molecular
H_2O	Água
I	Momento de inércia da secção
$\frac{I}{V}$ e $\frac{I}{V'}$	Módulo de resistência da secção transversal
I1	Inclinómetro no tabuleiro sobre o Pilar P1
I2	Inclinómetro no tabuleiro sobre o Pilar P2
I3	Inclinómetro no tabuleiro sobre o Pilar P3
I4	Inclinómetro no tabuleiro sobre o Pilar P4
I5	LVDT superior no encontro da margem esquerda
I6	LVDT inferior no encontro da margem esquerda
I7	LVDT superior no encontro da margem direita
I8	LVDT inferior no encontro da margem direita
K	Rigidez do efeito pilar + aparelho de apoio
K_h	Rigidez horizontal fictícia para o apoio de encastramento
K_{sur}	Factor relativo ao tipo de superfície exposta aos raios solares
K_1	Parâmetro para a definição da curva de fadiga das armaduras segundo o EC2
k_2	Parâmetro para a definição da curva de fadiga das armaduras segundo o EC2
k_3	Limite simplificado para a acção da fadiga
k_4	Limite simplificado para a acção da fadiga
L	Vão do 2.º tramo
LF	Factor de carga (load factor)
$LF_{req,\ aço}$	Factor de carga requerido para verificar a segurança

M_t	Momento torsor
M_1	Momento máximo em serviço
M_2	Momento mínimo em serviço
N	Número de ciclos aplicados
N	Número de ciclos teórico por fadiga
n_i	Número de ciclos de carga ΔS_i aplicados
N_i	Número de ciclos de vida por fadiga para ΔS_i
O_2	Oxigénio
OH^-	Ião Hidróxido
P	Pré-esforço
pH	Potencial hidrogeniônico
PO1	Posto de Observação 1
PO2	Posto de Observação 2
PO3	Posto de Observação 3
PO4	Posto de Observação 4
PO5	Posto de Observação 5
Q	Sobrecarga + Faca ou Veículo Tipo (RSA)
Q_{Sob}	Sobrecarga (EC1)
Q_{VT}	Veículo Tipo (EC1)
R	Tensão de segurança do betão à tracção
R^*	Razão entre σ_{cmin} e σ_{cmax}
$R^{'}$	Tensão de segurança do betão à compressão
R_d	Esforço resistente de cálculo
R_{dyn}	Resposta dinâmica da estrutura
R_k	Esforço característico resistente
R_{med}	Índice Esclerométrico
R_{sta}	Resposta estática da estrutura
$R1$	Rácio da segurança estrutural
$R2$	Rácio da funcionalidade
$R3$	Rácio da utilidade pública

S	Tensão resistente por fadiga teórica
$S*$	Área delimitada pela linha média do caixão
S_d	Esforço actuante de cálculo
S_k	Esforço característico actuante
S_x	Momento estático da secção acima do centro de gravidade
t	Tensão tangencial
t^*	Instante durante o decorrer do ensaio
$\bar{t}$	Tensão tangencial limite
t_f	Idade na qual se pretende avaliar os esforços na estrutura
t_f^*	Instante após o ensaio
t_i	Idade de mudança do esquema estrutural
t_0	Idade média de carregamento da estrutura inicial
t_0^*	Instante antes do ensaio
T_r	Esforço transverso reduzido
Tbet	Temperatura junto ao pavimento betuminoso
Tint	Temperatura no interior do tabuleiro
Text	Temperatura exterior
V	Esforço transverso total aplicado na secção
V_a	Esforço transverso na alma
V_{Ed}	Esforço transverso de cálculo devido à torção
$V_{Ed,\min}$	Esforço transverso mínimo para a combinação frequente segundo o EC2
$V_{Ed,\max}$	Esforço transverso máximo para a combinação frequente segundo o EC2
V_{med}	Velocidade média de propagação dos ultra-sons no betão
$V_{Rd,c}$	Resistência ao esforço transverso segundo o EC2
$V_{Rd,max}$	Esforço transverso resistente máximo de cálculo devido apenas ao betão
$V_{Rd,s}$	Esforço transverso resistente de cálculo devido às armaduras
W*	Largura dos camiões
w_k	Abertura de fendas

$x(t)$	Zero de referência no instante t
x_0	Zero de referência no instante t_0
x_f	Zero de referência no instante t_f
Z	Braço das forças

Acrónimos

ANPSD	Averaged Normalised Power Spectral Density
ASR	Reacção álcalis-sílica
BMS	Bridge Management Systems
EC1	Eurocódigo 1: Acções em estruturas, CEN, 2003
EC2	Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, CEN, 2004
EC8	Eurocódigo 2: Projecto de estruturas sismo-resistentes, CEN, 2003
ELU	Estado limite último
EMD	Encontro da margem direita
EME	Encontro da margem esquerda
EP	Estradas de Portugal E.P.E.
FAD	Factor de Amplificação Dinâmica
LABEST	Laboratório do Betão Estrutural
REG	Rácio de eficiência global
RSA	Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
RSEP	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

Ao longo da sua vida útil as pontes, como quaisquer estruturas, estão sujeitas a um conjunto de acções físicas, mecânicas, químicas e térmicas que levam a que estas envelheçam, ou seja, percam as suas propriedades iniciais que serviram de base ao projecto, deixando de responder às exigências actuais. No caso das pontes de betão acresce a estas acções externas, a variação interna das propriedades mecânicas dos materiais, betão e aço de pré-esforço, com o tempo.

Esse envelhecimento pode ser mais rápido ou mais lento em função de determinadas opções iniciais de concepção, dos cuidados tidos na sua execução e depois também, em fase de exploração, das intervenções de manutenção, reforço ou reabilitação que forem sendo realizadas (Almeida, 2003).

O parque de pontes existentes cresce cada vez mais, assim como envelhece, a cada ano que passa, enquanto os fundos disponíveis para as intervenções de manutenção se mantêm praticamente constantes. Cabe assim ao engenheiro a adopção de estratégias de prolongamento da vida útil através de uma manutenção adequada e com o menor custo possível.

Dado o elevado número de obras de arte existentes essas estratégias só podem ser aplicadas de forma coerente com o auxílio de sistemas de apoio à gestão. Estes sistemas, simplificadamente, englobam a recolha e o processamento de dados, assim como a selecção das obras a intervir. A avaliação da integridade estrutural das pontes pode ser incluída na recolha e processamento, sendo a parcela fundamental dos sistemas de gestão.

A avaliação cuidada das estruturas é, por isso, a chave para a boa gestão das obras de arte. Esta inicia com a inspecção da obra de arte para, em função dos dados recolhidos, poder avançar para inspecções mais detalhadas ou outros estudos técnicos.

Num futuro breve com o recurso à monitorização parte da etapa de recolha de dados será semi-automática, sendo efectuada no gabinete, no entanto actualmente estas tarefas de recolha da informação representam um trabalho a realizar na obra. Nessa altura, através de sistemas adequados será possível detectar danos não só pela observação visual, mas também pela análise dos dados recebidos continuamente no tempo.

A quantificação das anomalias será cada vez mais relevante com vista a estabelecer parâmetros estruturais a utilizar na calibração dos modelos numéricos que avaliam a segurança de cada obra, objectivo final do engenheiro. Assim, a utilização de ensaios não destrutivos, entre os quais os ensaios de carga, permitirá a obtenção de informações muito úteis.

Todo este processo requer do engenheiro um conhecimento detalhado do comportamento estrutural das obras de arte muito para além dos regulamentos de estruturas novas. O conhecimento profundo dos processos de deterioração, suas causas e consequências, dos ensaios a realizar, de modelação numérica, de monitorização, de fiabilidade, etc. são alguns dos saberes necessários que permitem ao engenheiro tomar as melhores decisões em cada momento, sabendo este que tem uma responsabilidade social acrescida perante a sociedade.

O colapso de duas obras de arte em Portugal na última década com perda de vidas humanas veio alertar a sociedade para esta questão. A avaliação da integridade das pontes é cada vez mais um assunto indispensável para a sociedade actual. Se se atender a que em 2007 só o EP gastou cerca de 45 M€ em reparações de pontes, percebe-se pelos valores envolvidos que o tema merece reflexão.

Tal como referido atrás, a avaliação da integridade estrutural envolve todo o processo de recolha e processamento dos dados, sendo esta a visão do autor perante o assunto. No entanto, outros autores consideram a avaliação da integridade apenas como a parte referente à identificação do dano, não incluindo a parcela da recolha da informação.

1.2 OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Com vista a continuar a alertar para o problema da manutenção das pontes em Portugal, a presente dissertação teve como objectivos principais a abordagem ao tema da avaliação da integridade estrutural das pontes de betão e a avaliação da mesma na Ponte Nossa Senhora da Guia, em Ponte de Lima.

Para a satisfação destes objectivos principais acima referidos propuseram-se a realização dos seguintes objectivos parcelares:

- Adquirir competências nos domínios: das causas dos problemas das pontes de betão (simples, armado ou pré-esforçado) e da gestão de obras de arte em todas as suas fases com particular relevo na inspecção, monitorização e avaliação da segurança estrutural das obras de arte;
- Realizar uma análise rigorosa do estado actual da Ponte Nossa Senhora da Guia reportando as patologias existentes e as suas causas prováveis, incluindo o levantamento exaustivo da fissuração do tabuleiro e a realização de alguns ensaios não destrutivos;
- Propor ao dono da obra de arte a realização das obras necessárias com vista à resolução dos problemas não estruturais que afectem a durabilidade da obra;
- Levar a efeito um ensaio de carga na Ponte Nossa Senhora da Guia com vista a quantificar a resposta linear, não linear, estática e dinâmica da ponte sob o efeito de acções conhecidas;
- Justificar numericamente através de modelos de cálculo adequados a origem das principais patologias estruturais observadas (fissuras) e avaliar a segurança estrutural do tabuleiro da Ponte Nossa Senhora da Guia;
- Sugerir ao dono da ponte possíveis soluções técnicas com vista ao reforço do tabuleiro, se necessário, ou outras medidas que tenham em vista o controlo da segurança do mesmo ao longo tempo;
- Com a experiência alcançada apontar as maiores dificuldades da avaliação da integridade estrutural e alguns dos caminhos que devem ser seguidos.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

De acordo com os objectivos propostos para este trabalho, a dissertação encontra-se organizada em seis capítulos, o primeiro dos quais é constituído pela presente introdução onde se pretende enquadrar e justificar o trabalho desenvolvido bem como os seus objectivos. Nos parágrafos seguintes descrevem-se sumariamente os restantes capítulos.

No Capítulo 2 são apresentados diversos temas relacionados com a avaliação da integridade das pontes de betão. Após uma breve introdução com a evolução histórica das pontes, abordam-se as principais causas de degradação das pontes, introduzem-se os Sistemas de Gestão de Obras de Arte onde se explica o seu funcionamento global, relembram-se algumas noções segurança

estrutural e termina-se com uma incursão a alguns dos temas actualmente mais investigados na área da integridade estrutural das pontes.

No Capítulo 3 é apresentado o manual de inspecções utilizado pelo EP, é realizada uma descrição da obra de arte estudada, são mostradas as principais anomalias encontradas durante a inspecção visual interior e exterior realizada na obra de arte, nomeadamente os problemas estruturais (fissuração) e de durabilidade, são apontados os resultados dos ensaios não destrutivos realizados, assim como a classificação atribuída a cada componente da ponte para o relatório de Inspecção Principal do EP.

No Capítulo 4 são introduzidos diversos assuntos relacionados com a monitorização estrutural e a realização dos ensaios de carga. Apresentam-se diversos tipos de sensores, os sistemas de aquisição aplicados e a metodologia seguida na condução do ensaio de carga. Exibem-se os resultados obtidos e comparam-se os mesmos com os previsíveis recorrendo a um modelo numérico. Por fim, avançam-se algumas conclusões sobre o funcionamento estrutural da ponte.

No Capítulo 5 realizam-se um conjunto de análises lineares (tabuleiro completo), nomeadamente: a análise do projecto original, um novo cálculo da ponte usando métodos e regulamentos actualizados, a avaliação do efeito da introdução de pré-esforço exterior para atenuar as patologias observadas e a avaliação da segurança da obra em função de vários cenários de dano. Complementarmente efectuam-se um conjunto de análises não lineares (troço do tabuleiro) com vista à justificação da origem da fissuração encontrada e à reavaliação da segurança da obra através de análises até à rotura, averiguando-se a ductilidade do tabuleiro e o mecanismo de colapso.

Finalmente, no Capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões a retirar do trabalho desenvolvido e são sugeridos desenvolvimentos futuros tanto ao nível da ponte em estudo como do tema da presente dissertação.

CAPÍTULO 2

AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL

Ao longo deste capítulo apresentam-se alguns temas relacionados com a avaliação da integridade das pontes de betão: relembra-se a evolução histórica das pontes para se perceber a necessidade do uso dos Sistemas de Gestão de Obras de Arte, mostram-se quais são as principais causas de degradação das pontes de betão, introduzem-se a estrutura e o funcionamento dos Sistemas de Gestão de Obras de Arte, relembram-se algumas noções de modelação e segurança estrutural e abordam-se alguns dos temas actualmente mais investigados na área da avaliação da integridade estrutural.

2.1 DAS PRIMEIRAS PONTES À GESTÃO DE PONTES

O conceito de ponte pode ser bastante lato e não existe actualmente uma definição rígida para tal conceito. Do ponto de vista da Engenharia Civil entende-se como ponte uma construção destinada a estabelecer a comunicação entre dois pontos separados por um curso de água ou por uma depressão do terreno (*Dicionário da língua portuguesa*, 2005).

Desde sempre que o Homem teve necessidade de ultrapassar obstáculos e, como tal, a construção de pontes para superar esses obstáculos de forma simples acabou por ser um passo natural da história humana. Aceita-se assim que a origem das pontes coincida com a génese do ser humano. Ao longo da história da humanidade as pontes para além de meras obras de comunicação que permitiram o desenvolvimento e a expansão dos povos foram também importantes meios de defesa de invasões adversárias. De facto, uma parte do rumo da história que o Homem seguiu ficou a dever-se à existência ou não das pontes. Caso estas comunicassem teriam certamente muitas histórias para contar.

Os materiais utilizados na construção das pontes ao longo da história eram os existentes em cada época. As pontes mais antigas foram realizadas em madeira, fibras naturais e pedra. Durante milhares de anos foram estes os componentes que permitiram a construção de pontes, algumas delas ainda existentes e em serviço. Os sistemas estruturais utilizados, função das propriedades mecânicas dos materiais, progrediram naturalmente com a evolução da qualidade e dimensões dos materiais utilizados e com o aperfeiçoar prático e teórico dos modelos estáticos entretanto descobertos. Assim, as primeiras pontes teriam sido formadas por simples troncos de madeira deitados, enquanto as mais recentes, até ao século XVIII, já evidenciavam princípios científicos importantes como é o caso das pontes de arco em pedra.

Com a Revolução Industrial, no século XVIII, surgiu o uso intensivo do ferro e mais tarde do aço, surgindo as primeiras pontes metálicas. No decorrer no século XIX surge o cimento Portland e consequentemente o betão com resistência aceitável para aplicação em estruturas de engenharia civil aparecendo as pontes de betão. Tal como já existira durante muitos séculos o reforço das argamassas ou betões pouco resistentes com fibras, rapidamente se perceberam as vantagens da utilização do aço no interior do betão para resistir às tracções e para a limitação da fendilhação, nascendo desta forma a era do betão armado e, mais tarde, com o desenvolvimento do aço de pré-esforço, do betão pré-esforçado. Com o incremento da resistência do betão ao longo do último século rapidamente apareceram pontes cada vez com maiores vãos e com sistemas construtivos e estruturais diversos.

Hoje em dia, uma quantidade elevada das pontes existentes e em construção têm na sua estrutura como material principal o betão, sejam elas do tipo betão armado, betão pré-esforçado ou mistas.

As pontes podem ser organizadas sob diversas formas, sendo mais comum classificá-las em relação à sua utilização, material e esquema estrutural. Quanto à sua utilização estas classificam-se em rodoviárias, ferroviárias, pedonais, aquedutos e oleodutos. Em relação ao material podem ser organizadas em pontes com apenas um material principal como as pontes de betão, aço, pedra, madeira e alumínio e as pontes com vários materiais principais como as pontes mistas, de tirantes e suspensas. Sobre o sistema estrutural longitudinal é habitual a designação de laje, viga, treliça, quadro rígido, arco, suspensa e atirantada.

Nesta dissertação apenas são abordadas as pontes em betão com especial ênfase para as pontes rodoviárias e ferroviárias. Todavia grande parte do conteúdo introdutório é genérico à maioria das pontes, independentemente do seu material, utilização ou esquema estrutural.

No início da utilização do betão como material de construção pensava-se que o betão teria duração ilimitada. Para isso contribuira o facto das peças serem fabricadas com grandes secções,

as espessuras de recobrimento serem elevadas, as quantidades de cimento utilizado serem altas, a colocação do betão ser bastante cuidada e o aço utilizado ser macio (Coutinho, 1998).

Porém, com o passar do tempo ocorreram as seguintes situações: aumento da resistência do betão e proliferação do uso do betão por parte dos construtores. Estas situações levaram a que as secções de betão diminuíssem, o recobrimento das armaduras baixasse e existisse um relaxamento relativamente aos requisitos e cuidados de construção (Coutinho, 1998).

Entretanto, começaram a aparecer várias estruturas de betão degradadas, cujos sintomas mais comuns foram a fissuração, a corrosão da armadura e a degradação interna do betão. Constatou-se que as estruturas de betão não eram eternamente duráveis, como se pensava, mas que envelheciam naturalmente. Com o evoluir do tempo o conhecimento técnico-científico sobre as questões da durabilidade do betão aumentou, de tal forma que hoje em dia já se conhecem as causas e os efeitos para a grande maioria dos problemas encontrados. As causas principais dos problemas da degradação das pontes de betão serão realçadas na Secção 2.2.

Uma vez que as estruturas de betão envelhecem é preciso conservá-las. Na Europa Ocidental, a taxa de reabilitação ronda os 50%, enquanto em Portugal não vai além dos 10% (Santareno, 2005). No entanto, no caso das pontes, admite-se que esta taxa seja actualmente superior devido à sua importância, aos acidentes recentemente ocorridos e à implementação recente de sistemas de gestão e manutenção de pontes.

Para isso, torna-se fundamental classificar o património existente de pontes de betão relativamente ao seu estado de conservação, de acordo com o conhecimento actual, para avaliar até que ponto cada obra de arte necessita de reabilitação ou não. Em Portugal, existem dezenas de milhares de pontes distribuídas por diversas entidades particulares e municípios, das quais uma boa parte são de betão (Silva, 2006).

Os sistemas de gestão de pontes surgiram em Portugal nos últimos anos quando se percebeu que o problema a resolver já não era individual, isto é, ponte a ponte, mas sim global e se compreendeu que o que estava em causa era um problema de gestão de recursos. Por isso, hoje em dia a tomada de decisão sobre a intervenção em determinada obra é devidamente apoiada por um conjunto de informações técnicas, económicas e comparativa com a situação das outras obras de arte.

2.2 CAUSAS DOS PROBLEMAS DAS PONTES DE BETÃO

2.2.1 Aspectos relativos ao comportamento estrutural e material

2.2.1.1 Acções permanentes

Cerca de metade dos esforços principais de cálculo de uma ponte são devidos às acções permanentes. A caracterização do peso próprio dos elementos principais é feita normalmente a partir das massas volúmicas dos materiais e apesar da existência de alguma variabilidade destas em relação à realidade geralmente não existem grandes diferenças. Já em relação aos elementos secundários como os equipamentos pesados, pavimento, balastro, etc. estes podem variar significativamente devido às manutenções ou substituições entretanto realizadas ao longo da vida da obra. Por outro lado, equipamentos pequenos são por vezes desprezados.

Se, em relação aos estados limites últimos a segurança estará garantida através de coeficientes parciais de segurança (γ_G) regulamentares, para os estados limites de serviço esses coeficientes são unitários.

2.2.1.2 Efeitos diferidos

Para além disso, os materiais betão e aço de pré-esforço apresentam comportamento viscoelástico quando solicitados continuamente no tempo, isto é, pelas acções permanentes. No betão observa-se um aumento da deformação ao longo do tempo numa peça de betão sujeita a uma tensão constante (Figura 2.1), fenómeno designado por fluência.

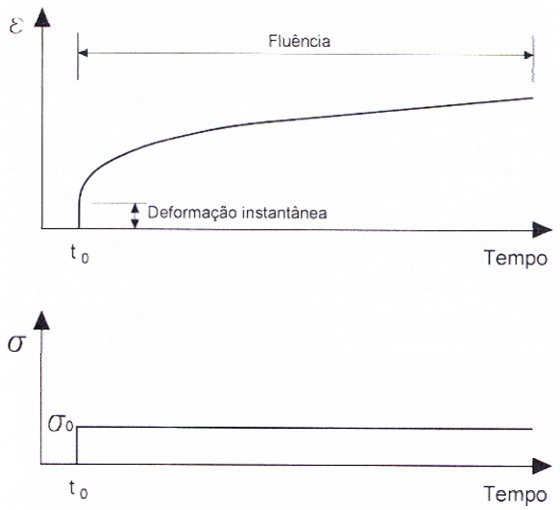


Figura 2.1 – Evolução da deformação do betão ao longo do tempo (Santos, 2002).

O coeficiente de fluência no instante *t* define-se como a relação entre a deformação devida à fluência até esse instante e a deformação elástica:

$$\phi(t,t_0)=\frac{\varepsilon(t)-\varepsilon(t_0)}{\varepsilon(t_0)} \qquad [2.1]$$

De acordo com observações efectuadas em pontes portuguesas relativamente recentes (Santos, 2002) este coeficiente apresenta valores médios em torno de 2.0. Contudo, o mesmo autor observou nalguns casos particulares (secções ou obras) coeficientes de fluência bastante mais elevados. O valor médio atrás apresentado para o coeficiente de fluência, está em concordância com o previsto no EC2, conforme indica a Figura 2.2, considerando betões de classe superior a C30/37 e idades de carregamento em torno dos 3 dias.

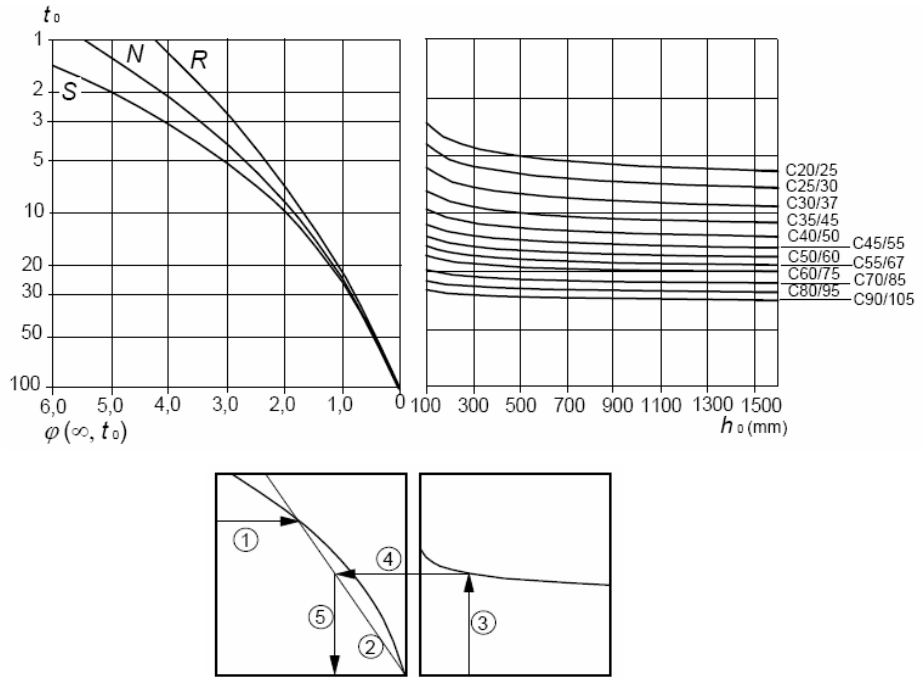


Figura 2.2 – Coeficiente de fluência $\phi(\infty,t_0)$ para betão em condições de ambiente exterior (EC2, 2004).

No aço de pré-esforço verifica-se uma perda de tensão na armadura sob extensão constante ao longo do tempo, efeito denominado de relaxação e cuja intensidade depende da classe de relaxação do aço utilizado (EC2). Na Figura 2.3 ilustra-se a variação da tensão instalada nos cabos

de pré-esforço ao longo do tempo numa dada secção devido às perdas instantâneas e às perdas diferidas onde se inclui a relaxação.

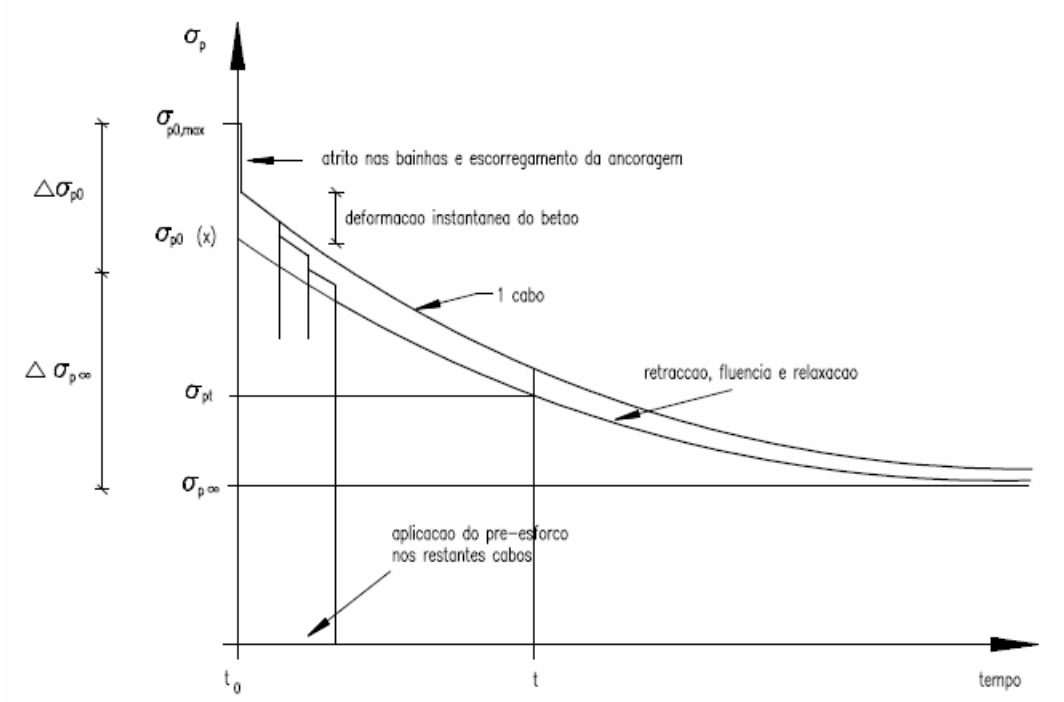


Figura 2.3 – Evolução da tensão no aço de pré-esforço numa secção (Figueiras, 1993).

Estes dois efeitos diferidos, por vezes associados à retracção, levam a que ocorram: alterações na geometria inicial conduzindo por vezes a deformações excessivas, a redistribuições de esforços nas estruturas, a perdas de pré-esforço em secções originadoras de tracções potencialmente geradoras de fissuras, concentrações locais de tensões, etc.

No projecto de uma ponte estes efeitos são tidos em conta, no entanto dada a variabilidade destes parâmetros relacionada com as condições locais de cada obra, por vezes determinados limites são excedidos. Acresce ainda o facto de no passado terem sido construídas muitas pontes que hoje estamos a manter, mas onde apesar destes assuntos serem conhecidos, nem sempre a sua base científica foi tão robusta e prática como actualmente e, como tal era corrente o uso de variadas simplificações, hoje causadoras de alguns dos problemas expostos.

2.2.1.3 Processo construtivo

O processo construtivo é também por si só uma fonte de diversos problemas nas pontes de betão. Como as pontes são obras com uma dimensão elevada, são construídas por fases, ou seja,

durante a construção da obra têm-se vários esquemas estruturais parciais com diversos carregamentos até se obter a estrutura final. Associando este aspecto à variabilidade dos efeitos diferidos supramencionados constata-se que poderão existir estados de tensão intermédios ou finais bastante diferentes dos projectados.

2.2.1.4 Evolução das solicitações

A acção do tráfego sob as pontes é a par do peso próprio a acção mais importante. Desde 1961 com a entrada em vigor do RSEP e mais tarde do RSA em 1983 que as sobrecargas a considerar no projecto de pontes rodoviárias e ferroviárias se mantêm praticamente constantes. A grande maioria das pontes de betão actualmente a conservar foi construída nos últimos 50 anos e portanto à luz desta regulamentação. Brevemente, com a entrada em aplicação dos Eurocódigos Estruturais, muitas dessas pontes deixarão, teoricamente, de cumprir a função para que foram projectadas uma vez que as novas sobrecargas de projecto são bastante superiores no caso das pontes rodoviárias e ferroviárias, para além das condições de conforto a respeitar nas pontes ferroviárias serem bastante limitativas.

Estas alterações nos regulamentos não surgem por acaso, significam que o tipo e intensidade de tráfego evoluem com o tempo. Esta situação pode levar a que estruturas mais antigas não estejam preparadas para resistir a acções tão elevadas, evidenciando sinais de degradação em serviço.

2.2.1.5 Interacção veículo-estrutura

Mas não são apenas as alterações regulamentares que realçam a acção do tráfego, o seu comportamento dinâmico introduz nas pontes vibrações (Figura 2.4) que aumentam com a irregularidade do piso danificando fissuras e equipamentos existentes. Até há alguns anos atrás só excepcionalmente era estudado o comportamento dinâmico devido à passagem de veículos nas estruturas pois, segundo os regulamentos, os efeitos de tal comportamento já estavam considerados na definição da acção das sobrecargas de tráfego. Ora, se para alguns componentes da obra de arte este pressuposto é válido, para outros o mesmo não acontecerá visto os factores de amplificação dinâmica (*FAD*) [2.2] serem bastante diferentes de componente para componente e de grandeza avaliada para grandeza avaliada.

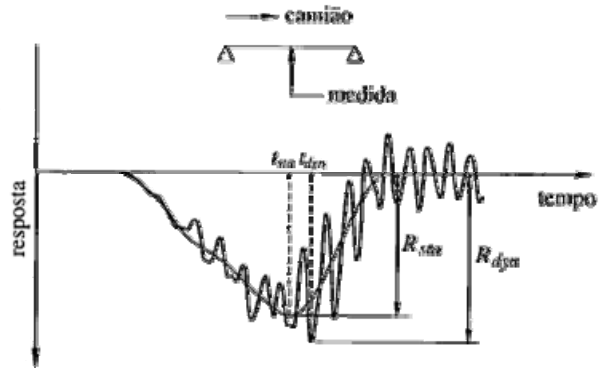


Figura 2.4 – Resposta estática e dinâmica (Calçada, 2001).

$$FAD = \frac{R_{dyn}}{R_{sta}} \qquad [2.2]$$

2.2.1.6 Acções térmicas

A primeira grande acção não devida à existência da gravidade na Terra, com uma importância considerável no dimensionamento das estruturas, é a acção térmica. Na opinião do autor esta acção tem uma importância tão importante nas pontes de betão como as outras acções devidas à existência de gravidade na Terra: peso próprio e sobrecargas. As pontes de betão estão fundamentalmente sujeitas a três tipos de acções térmicas ao longo da sua vida. A primeira é proveniente do calor de hidratação do cimento e ocorre apenas nos primeiros dias após a betonagem. A segunda é a resultante das aplicações do tapete betuminoso. A terceira refere-se às acções térmicas ambientais (Silveira, 1996).

De um modo simplista a acção térmica é diferenciada em temperatura uniforme e temperatura diferencial. A temperatura uniforme afecta de igual modo todos os componentes da estrutura, enquanto a temperatura diferencial representa a diferença de temperaturas entre as diversas partes da estrutura. Esta diferença pode suceder em qualquer direcção e ter uma distribuição não regular (Figura 2.5). O EC1 no caso das pontes refere a necessidade desta acção ser considerada apenas na direcção vertical e para esta apresenta dois modelos, um linear e outro não linear. Ao longo desta dissertação todas as alusões à temperatura diferencial referem-se à direcção vertical com um modelo de variação linear da temperatura ao longo da altura da respectiva secção transversal.

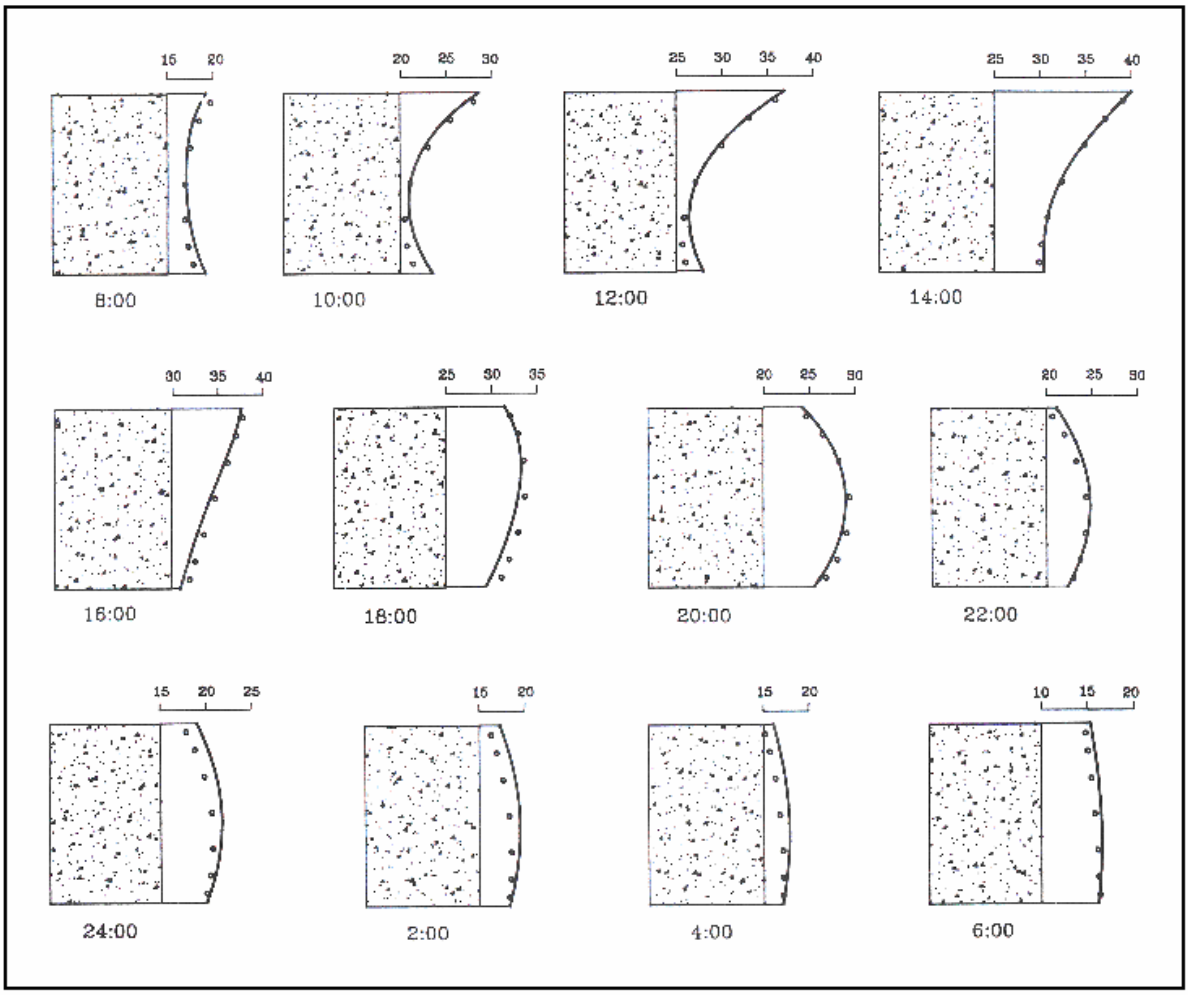


Figura 2.5 – Perfil de temperaturas (ºC) numa laje de 20 cm ao longo do dia (Silveira, 1996).

Sobre o primeiro tipo de acção térmica importa referir que uma temperatura de cura inadequada, superior a 60 ºC, leva à formação de etringite retardada que é um processo expansivo, marcado pelo aumento de volume dos membros de betão afectados, e pelo desenvolvimento de fendilhação geral (Ferreira, 2000). Por outro lado, gradientes térmicos superiores a 20 ºC durante a hidratação do cimento acarretam fissuração superficial do betão.

A aplicação do tapete betuminoso ocorre poucas vezes durante a vida da estrutura, mas é de uma intensidade tal que pode provocar danos permanentes. A temperatura de aplicação do tapete betuminoso na parte superior das secções transversais dos tabuleiros varia entre os 130 ºC e os 150 ºC enquanto os valores máximos das variações uniforme e diferencial de temperatura nas pontes acontecem cerca de duas horas depois da sua aplicação. De acordo com estudos numéricos com dados reais realizados por Silveira esta acção é muito superior à acção térmica ambiental.

Este autor conclui que: o aumento da temperatura uniforme varia entre os 5 ºC e os 16 ºC, a temperatura diferencial máxima pode variar entre os 15 ºC a 57 ºC e que estes valores são mais

elevados no Inverno do que no Verão. No entanto, considerando a acção conjunta da acção térmica ambiental, a acção térmica resultante passa a ser mais elevada no Verão do que no Inverno. Analisando ainda os esforços produzidos por esta acção, o mesmo autor conclui que para um viaduto corrente os esforços máximos são inferiores aos esforços devidos à combinação fundamental no meio vão central, mas os esforços junto aos pilares podem ser tais que praticamente anulem os momentos negativos existentes.

Nos regulamentos existentes não são previstas acções a considerar nas pontes devidas à aplicação do tapete betuminoso, o que leva a que na maioria dos casos, esta combinação de acções não seja tida em linha de conta.

A acção térmica ambiental pode condicionar o comportamento em serviço e afectar a durabilidade estrutural. Os ciclos gelo e degelo provocam fissuração conduzindo ao rápido desgaste das superfícies afectadas. Numa ponte corrente a temperatura uniforme condiciona o dimensionamento dos aparelhos de apoio, enquanto a temperatura diferencial introduz esforços significativos na estrutura. Acontece porém que o RSEP e, posteriormente o RSA apenas estabelecem a temperatura uniforme, ficando ao cuidado do projectista a definição da temperatura diferencial. Mesmo assim, segundo (Silveira, 1996) nas pontes portuguesas de betão a temperatura uniforme pode variar cerca de 40 ºC a 45 ºC, portanto bastante superior aos 30 ºC do RSA (± 15 ºC), enquanto a temperatura diferencial máxima situa-se entre os 10 ºC e os 20 ºC, função da altura secção transversal. Com o surgimento dos Eurocódigos Estruturais, nomeadamente o EC1 as duas acções térmicas (uniforme e diferencial) são consideradas adequadamente, todavia no passado, nem sempre o foram (Hwang e Lee, 2004).

2.2.1.7 Acção da água

A acção da água sobre as pontes existe essencialmente na substrutura destas, ou seja, nas fundações, pilares e encontros e reflecte-se essencialmente nos seguintes aspectos: a erosão provocada no leito do rio e o desgaste provocado no betão. Até algumas décadas atrás as fundações das pontes eram pouco profundas. A existência de pilares favorece o aumento da velocidade da água nessas zonas devido ao efeito de estrangulamento (Cardoso, 2001) e, no caso de cheias, essas zonas ficam potencialmente bastante mais expostas à erosão do que os outros troços do rio. Ora, com fundações pouco profundas há a possibilidade destas ficarem descalças após sucessivas exposições a estas condições adversas.

A constante passagem da água com detritos sob os pilares provoca desgaste nestes por abrasão. Por outro lado, a forma dos pilares leva muitas vezes à formação de turbilhões

permanentes do lado de jusante, devido à redução da velocidade do escoamento. Assim sendo, estas zonas ficam expostas a um desgaste ainda maior.

2.2.1.8 Acção do vento

A acção do vento sobre a maioria das pontes de betão não provoca efeitos dinâmicos relevantes. Exceptuando as pontes de grandes vãos (suspensas e atirantadas) e as pontes mistas, a acção do vento é mais prejudicial por arrastar consigo substâncias prejudiciais para o betão armado do que propriamente pela sua acção aerodinâmica sobre a estrutura. Já nos outros casos a acção dinâmica do vento pode causar movimentos oscilatórios nos cabos e tabuleiros, movimentos que ao longo do tempo tendem a degradar os materiais. Recorde-se o caso da Tacoma Narrows Bridge (E.U.A.) que em Novembro de 1940 colapsou (Figura 2.6), cinco meses após a inauguração. A causa principal do colapso foi a entrada em ressonância da ponte, essencialmente nos modos de vibração de torção do tabuleiro, sob a acção do vento, cuja actividade tinha uma frequência excitadora semelhante à frequência de torção da ponte.

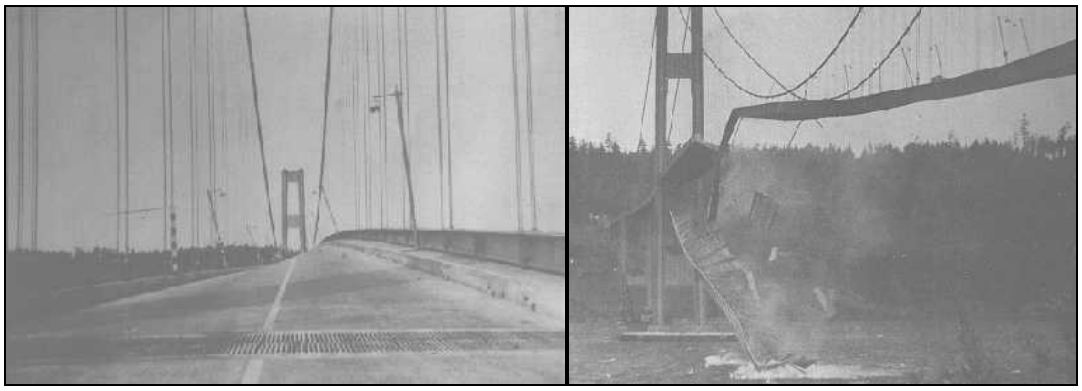


Figura 2.6 – Tacoma Narrows Bridge no momento do colapso (Ketchum, 2005).

2.2.1.9 Acção sísmica

Desde o sismo de 1755 que Portugal não sofre, felizmente, danos significativos nas suas estruturas devido à acção dos sismos. Apesar de em média em Portugal ocorrer um sismo por dia (Rosas, 2005), os seus efeitos praticamente não são sentidos. Ainda assim, nos países estrangeiros mais afectados num passado recente tem-se verificado que as pontes têm sido das estruturas mais danificadas durante a ocorrência de sismos (Delgado, 2000).

Nesses sismos os danos mais observados foram: queda de tabuleiros, rotura de pilares por compressão do betão e esforço transverso, nós de ligação destruídos, movimento das fundações devida à liquefacção dos solos (Vila Pouca, 2001). As causas principais dos danos mais referidos

foram: a má concepção dos nós de ligação dos pilares às vigas do tabuleiro, insuficiente comprimento de apoio do tabuleiro nos pilares, má disposição da armadura vertical e transversal dos pilares, falta de ductilidade das secções dos pilares, choque entre elementos estruturais e existência de fundações em solos sujeitos a liquefacção (Delgado, 2000).

A regulamentação relativa à acção dos sismos tem evoluído ao longo do tempo. Em Portugal, o RSEP de 1961 dividia o país em três regiões sísmicas (A, B e C) sendo dispensada a consideração da solicitação sísmica na zona C. Deste modo cerca de dois terços do território nacional ficava coberto por esta acção. O cálculo sísmico era baseado em coeficientes sísmicos a aplicar aos diversos elementos de massa, que dependiam da zona sísmica e do tipo de construção (RSEP, 1963).

Com o surgimento do RSA em 1983 aparecem explicitamente os primeiros conceitos de dinâmica estrutural. Este regulamento divide o país em 4 zonas (A, B, C e D) sendo de considerar a solicitação sísmica em todas elas e faz também depender a acção sísmica do tipo de solo de fundação, da frequência fundamental da estrutura e do amortecimento esperado. O cálculo sísmico passou a ser efectuado recorrendo a métodos baseados na dinâmica estrutural sendo todavia possível nos casos de estruturas correntes utilizar um método simplificado (RSA, 1983).

O EC8 aperfeiçoa os métodos de cálculo já estabelecidos no RSA e procura essencialmente incutir uma filosofia de dimensionamento diferente, não só baseada em forças como até então, mas também em critérios de desempenho. A actual filosofia de dimensionamento para a acção sísmica implica um controlo da resistência, ductilidade e deformação tais que, após a ocorrência de um sismo, as comunicações de emergência, das quais as pontes fazem parte, devam manter-se com um nível de segurança adequado.

Segundo os critérios mais recentes de dimensionamento à acção sísmica muitas das pontes existentes não cumprem os requisitos de segurança.

2.2.1.10 Acções acidentais

As acções acidentais mais comuns nas pontes são o choque de veículos, de embarcações e incêndio. As primeiras podem acontecer em qualquer componente da ponte desde que exposto à passagem do tráfego. De acordo com Calgaro (*Maintenance et réparation des ponts*, 1997) nas auto-estradas francesas a frequência de acidentes graves (em que é necessária a reparação das pontes) é de 2.5 pontes / ano / 1000 km. Considerando uma taxa de acidentes graves igual ou superior em toda a rede nacional verifica-se que o número de acidentes que danificam substancialmente a segurança das pontes por ano não é desprezável. Ainda segundo Calgaro a

taxa de acidentes graves devidos ao choque de embarcações em pontes era de 1.5 pontes / ano em 1982. Este tipo de choque pode afectar significativamente a segurança das obras de arte uma vez que a rotura de um pilar numa estrutura pouco hiperstática pode levar à rotura global. No caso dos incêndios, dependendo da sua intensidade, área exposta e tempo de actuação, estes podem levar à degradação do material e à perda de resistência de elementos.

A maioria dos aspectos referidos ao longo desta Subsecção é considerada no projecto de pontes de betão. No entanto, há factores para os quais não é possível prever com rigor o que irá acontecer e daí poderem surgir problemas para as pontes de betão.

2.2.1.11 Fadiga dos materiais

Quando uma estrutura é submetida a carregamentos repetidos, a rotura pode ocorrer mesmo que a carga actuante não atinja a carga de rotura correspondente a um carregamento estático. Este fenómeno é designado por fadiga e afecta todos os materiais, em especial o aço.

A resistência à fadiga de um material depende do número de ciclos N de tensão a que este é submetido e é normalmente definida como uma fracção da resistência de cálculo do material quando sujeito a um carregamento estático. É habitual o uso de gráficos cuja ordenada representa a tensão resistente de fadiga S e cuja abcissa representa o número de ciclos N a que o material é submetido. Este tipo de gráfico é frequentemente designado por curva de Wöhler ou curva S-N (Figura 2.7 e Figura 2.11).

As curvas de Wöhler dos diversos materiais são determinadas a partir de ensaios cíclicos com variações de tensão constante. Ora, nas estruturas reais, como as pontes de betão, os ciclos de tensão têm intensidade variável e como tal a aplicação directa das curvas de Wöhler não é possível. Assim os diferentes níveis de carregamento são considerados usando uma hipótese de acumulação do dano linear proposta por Palmgreen e Miner. Esta hipótese indica que o dano D_i acumulado linearmente com o número de ciclos n_i, aplicados com uma amplitude de tensão constante (ΔS_i), vale:

$$D_i = \frac{n_i(\Delta S_i)}{N_i(\Delta S_i)} \qquad [2.3]$$

sendo N_i o número de ciclos de vida por fadiga com amplitude S_i.

O dano total (D_k) corresponde à soma de todos os danos D_i, referentes às várias amplitudes de ciclos de tensão passíveis de existir:

$$D_k = \sum_{i=1}^{k} D_i = \sum_{i=1}^{k} \frac{n_i(\Delta S_i)}{N_i(\Delta S_i)} \qquad [2.4]$$

O parâmetro dano total (D_k) vale 0 quando o material não é solicitado e 1 quando entra em rotura por fadiga. A hipótese de Palmgreen e Miner de um modo geral está do lado da segurança e é usada em diversos códigos estruturais, embora diversos autores apresentem críticas quanto à sua aplicação quando os sucessivos ciclos têm amplitude decrescente (Johansson, 2004).

No caso do betão, o fenómeno da fadiga pode acontecer associado a esforços de compressão, tracção ou corte. Para este material a fadiga inicia-se com a quebra local da ligação entre a pasta de cimento e os agregados, desenvolvendo-se bastante com a micro-fissuração. Os constantes movimentos de abertura e fecho levam à degradação das interfaces das fissuras conduzindo ao sucessivo desgaste do betão e perda de resistência (Schläfli e Brühwiler, 1998).

Na Figura 2.7 apresenta-se uma curva de Wöhler típica para a resistência à compressão do betão. Verifica-se um decréscimo acentuado da resistência à compressão à medida que o número de ciclos N aumenta e que quanto maior a amplitude dos ciclos de tensão, maior é esse decréscimo.

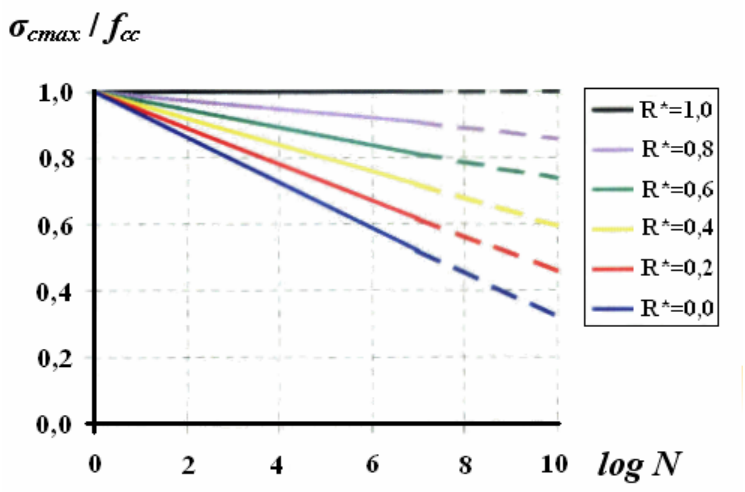


Figura 2.7 – Curvas *S-N* para o betão $R^* = \sigma_{cmin} / \sigma_{cmax}$ (Johansson, 2004).

Na Figura 2.8 ilustra-se a deformação observada no betão em cada ciclo de carregamento em função do cociente ($^{n}/_{N}$), sendo n o número do ciclo e N o número máximo de ciclos que o betão suporta para determinada amplitude de tensão. Constata-se que a deformação aumenta com o número de ciclos com especial destaque para os primeiros ciclos e para os últimos ciclos perto da rotura por fadiga. A deformação pode atingir o triplo da deformação elástica.

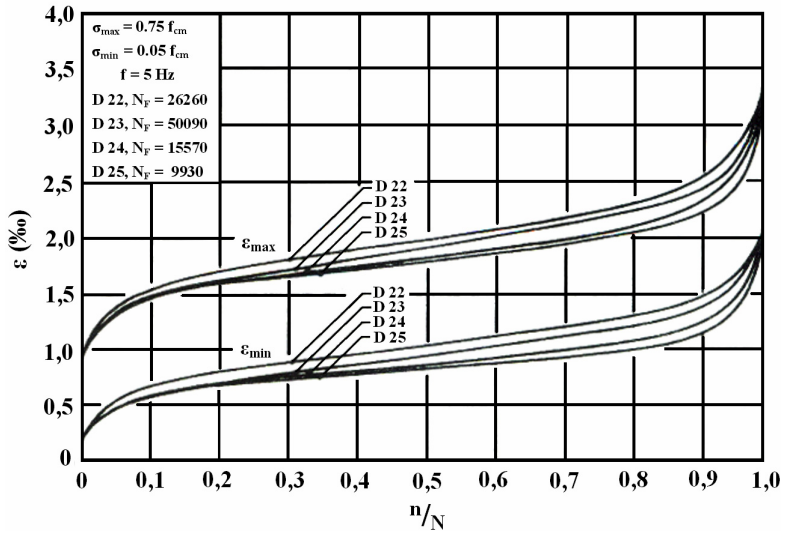


Figura 2.8 – Evolução da deformação do betão (ε) com o número de ciclos de carregamento ($^{n}/_{N}$) (CEB, 1988).

O módulo de elasticidade tangente vem por isso bastante afectado podendo cair até 60% do seu valor inicial (Figura 2.9).

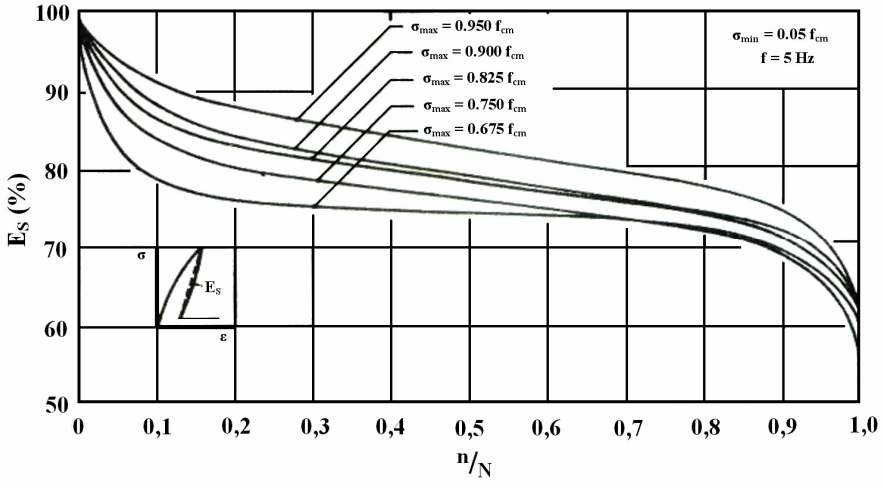


Figura 2.9 – Evolução do módulo de elasticidade do betão tangente (E_S) com o número de ciclos de carregamento ($^{n}/_{N}$) (CEB, 1988).

Em situações de flexão, o fenómeno da fadiga no betão leva a um aumento considerável da curvatura das secções (Figura 2.10).

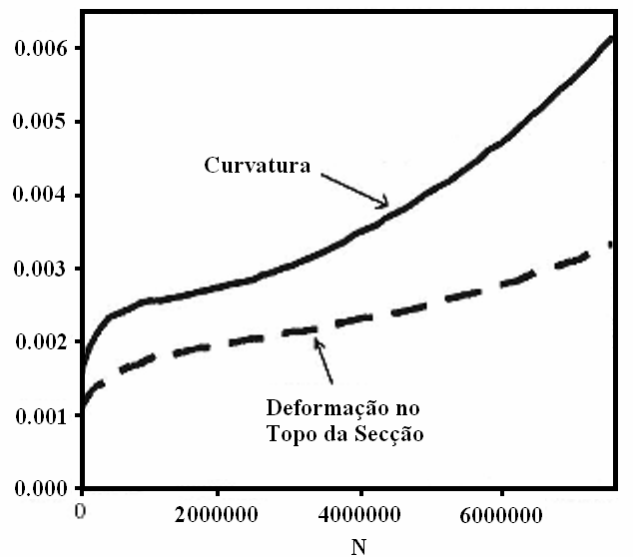


Figura 2.10 – Evolução da flexão (curvatura e deformação no topo da secção) de uma secção de betão armado com o número de ciclos N (Zanuy, et al., 2007).

No caso do aço, o fenómeno da fadiga inicia-se nos micro-defeitos de fabrico como impurezas ou micro-fissuras, ou seja, nos locais onde existem concentrações de tensões quando o aço é colocado em tensão. Devido às diferentes deformações no aço inicia-se um processo de micro-fissuração que leva a cada vez maiores concentrações de tensões que por sua vez origina mais fissuração. Ao fim de muitos ciclos, a armadura acaba por fissurar totalmente por fadiga. Assim, o fenómeno da fadiga nos varões de aço é frequentemente dividido em três fases: iniciação das fendas, propagação das fendas e fractura frágil da secção de aço (Schläfli e Brühwiler, 1998).

Na Figura 2.11 apresenta-se a curva de Wöhler do EC2 para armaduras de betão armado. Os diversos parâmetros dependem de diferentes factores como o tipo de aço (ordinário ou pré-esforço), tipo de amarração, traçado de armaduras, etc. O gráfico apresentado com escalas logarítmicas expõe uma recta horizontal e duas rectas de inclinação $-1/k_1$ e $-1/k_2$. A primeira recta inclinada encontra-se truncada à esquerda pela recta horizontal uma vez que para poucos ciclos de tensão a armadura cede por plastificação e não por fadiga.

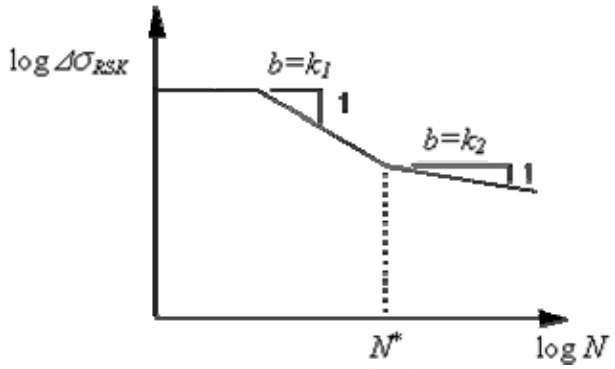


Figura 2.11 – Curva característica da resistência à fadiga de armaduras para betão armado (EC2, 2004).

No caso do aço de pré-esforço, há um fenómeno particular de fadiga: a fadiga por fricção (*fretting-fatigue*). Quando os cabos de pré-esforço estão em contacto directo com as condutas metálicas, como nas zonas curvas dos traçados dos cabos, exercem-se pressões laterais entre os cabos e a conduta. Existem movimentos relativos muito pequenos entre estes dois elementos levando, onde existem micro-fissuras, a um fenómeno de fricção dos fios ou cordões e que dá origem a um fenómeno de fissuração por fadiga.

As estruturas reais são compostas por diversos materiais, sendo por isso a influência da fadiga distinta de estrutura para estrutura. Nos elementos de betão armado, a rotura por fadiga pode ocorrer pelo betão, pelo aço ou, com menor probabilidade de ocorrência, pelos dois materiais em simultâneo. Verifica-se que o comportamento dos elementos de betão armado também pode ser descrito por curvas de Wöhler. Os esforços mais observados que conduzem a fadiga nos elementos de betão armado são a flexão, o corte e o punçoamento (Schläfli e Brühwiler, 1998).

No caso da flexão, após a primeira fissuração do betão, os sucessivos carregamentos deterioram a ligação entre o betão e o aço na zona das fissuras. As fissuras aumentam de largura levando a um aumento da flecha do elemento em causa. Com o evoluir da fissuração, dá-se a deslocação do eixo neutro para a zona comprimida das secções, e verifica-se um aumento das tensões cíclicas no betão e na armadura. A rotura acontece por fractura das armaduras na grande maioria das ocasiões, ou pelo estilhaçamento (*spalling*) do betão.

No caso do corte em elementos sem armadura de esforço transverso aparecem fendas de corte desde os primeiros ciclos até que se forma uma fenda principal. Junto a esta forma-se uma escora que ao fim de muitos ciclos acaba por romper por fadiga à compressão. Caso exista armadura de esforço transverso, a rotura sucede por fadiga dos estribos sendo a rotura de todo o elemento dúctil.

Do conhecimento actual sobre a fadiga em pontes sabe-se que o fenómeno afecta essencialmente as armaduras ordinárias e de pré-esforço. A redução da área das armaduras traduz-se numa perda acentuada da capacidade resistente à fadiga que poderá levar à rotura de algumas secções (Zilch, et al., 2004).

Embora os códigos actuais limitem bastante a resistência por fadiga do betão, estes têm-se mostrado muito conservativos uma vez que não é muito comum, pelo menos na Europa, o registo de casos de rotura por fadiga devido ao betão, tanto em pontes como em ensaios de laboratório.

Com o aumento do tráfego e das cargas máximas ao longo dos últimos anos muitas das pontes existentes poderão apresentar problemas de fadiga. A frequência das acções cíclicas nos diversos elementos estruturais de uma ponte é diferente e depende do tamanho da linha de influência desse elemento. À medida que o tamanho dessa linha de influência aumenta, a frequência das acções cíclicas diminui (*Maintenance et réparation des ponts*, 1997). Por exemplo, supondo o mesmo tráfego nas seguintes situações, tem-se que:

- nas lajes entre vigas principais a linha de influência é curta, o que indica que a frequência das acções cíclicas será bastante elevada pois qualquer rodado de um veículo introduz uma carga elevada na laje;
- nas vigas principais de uma pequena ponte (vão menor do que 15 m) a linha de influência tem uma dimensão razoável, o que significa que um carregamento significativo para este elemento já não é um rodado dos veículos, mas o próprio veículo. Assim, a frequência das acções por fadiga nas vigas principais acaba por ser inferior à da laje;
- nas vigas principais de uma ponte comprida, para que esta sofra efeitos cíclicos expressivos será necessário um conjunto de veículos, uma vez que a sua linha de influência é grande. Neste caso, a frequência de acções por fadiga é inferior ao caso anterior.

Os elementos mais sensíveis são por isso as lajes (Figura 2.12). No entanto, os elementos principais que suportam as lajes (vigas, cabos, etc.) apresentam um risco muito maior para segurança global dada a sua importância estrutural. Assim, acaba por ser mais importante a verificação destes elementos principais para a segurança das obras de arte. A reforçar esta situação está o número bastante mais elevado de casos de pontes observadas com problemas de fadiga nos elementos principais do que o encontrado em lajes.

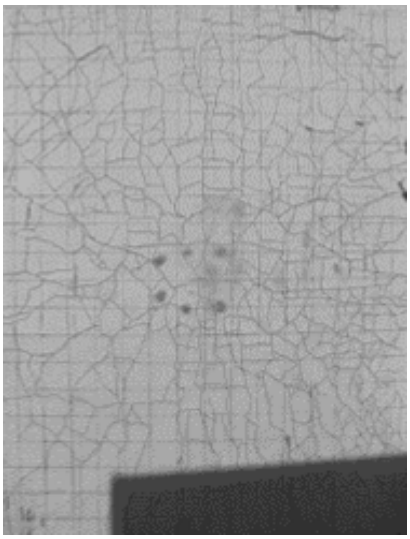


Figura 2.12 – Padrão típico de fendilhação de rotura por fadiga (Sim e Oh, 2004).

2.2.2 Aspectos relativos à durabilidade material

A degradação das pontes de betão acontece pela influência de um ou dois dos factores seguintes: deterioração do betão ou corrosão das armaduras. De um modo geral é a deterioração do betão que leva à entrada de agentes agressivos prejudiciais para as armaduras e, estas por sua vez, após corrosão, passam a ser também uma das causas da deterioração do betão. Assim sendo, salienta-se a necessidade de ver as pontes de betão como um todo (betão e armadura). No entanto, para simplificação da exposição dos temas abordam-se separadamente os diversos fenómenos envolvidos.

2.2.2.1 Deterioração do betão

A deterioração do betão nas pontes pode ter uma das seguintes origens: física, química e biológica. Do ponto de vista físico (mecânico) destaca-se pela sua importância a fissuração do betão. Do ponto de vista químico evidenciam-se as reacções de carbonatação, o ataque dos sulfatos, a penetração de cloretos e as reacções internas alcalis-sílica. A acção biológica de plantas e animais caracteriza-se por uma actividade física e/ou química diferente das referidas.

2.2.2.1.1 Fissuração do betão

A fissuração do betão pode ser classificada quanto à sua origem: interna ou externa considerando-se que a origem é interna quando a fissuração no betão ocorre sem que tenham existido quaisquer aplicações de tensões ou deformações exteriores, caso contrário admite-se que a origem é externa. A fissuração de origem interna mais comum tem como causas principais: a

retracção, a sobrecarga, os efeitos diferidos, os efeitos térmicos e as reacções químicas internas do betão. Os efeitos diferidos e os efeitos térmicos já foram abordados na Subsecção 2.2.1.

A retracção no betão pode ocorrer antes do endurecimento do betão: retracção plástica, ou após o endurecimento: retracção de secagem e retracção autógena. A retracção manifesta-se como uma diminuição de volume das peças de betão que, uma vez restringidas, levam à fissuração do betão. A génese da retracção está relacionada com a variação da humidade relativa no interior do betão (Neville, 1995). De acordo com o EC2, a retracção total pode atingir 0.6‰, o que equivale, em termos de deformação, a uma variação uniforme de 60 ºC. Contudo, este fenómeno é relativamente lento no tempo, compensado em parte pela fluência e sendo um processo reversível, os seus efeitos reais são bastante inferiores ao máximo referido, mas muitas vezes suficientes para causar fissuração.

Para além dos efeitos das sobrecargas abordados na Subsecção 2.2.1, existe a possibilidade de alguns componentes das pontes fissurarem devido ao excesso de tensões de tracção. Na Figura 2.13 ilustra-se o tipo fendas encontrado em estruturas de betão de acordo com a acção actuante dominante (CEB, 1992). Tendo conhecimento dos padrões típicos de fissuração em função da acção actuante e observando o padrão de fissuração existente numa ponte real é possível justificar a origem das fissuras com um grau de incerteza mais reduzido.

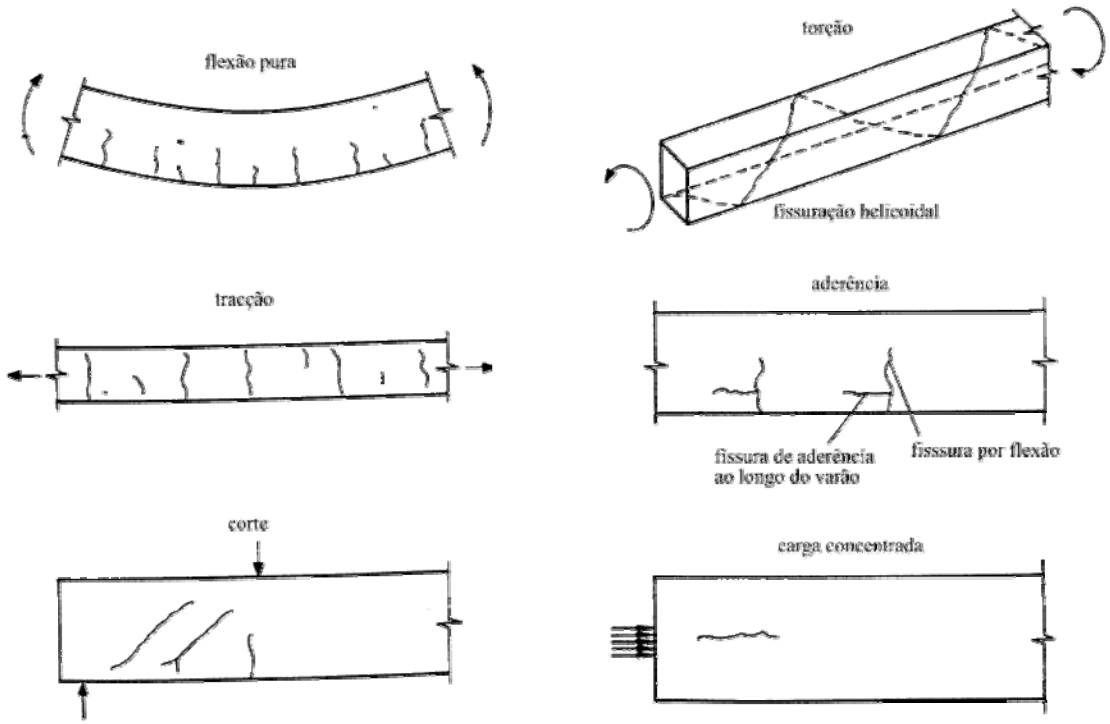


Figura 2.13 – Causas de fissuração por sobrecargas (CEB, 1992).

2.2.2.1.2 Carbonatação do betão

Ao contrário de outras reacções químicas mais intensas e localizadas que afectam o betão, as reacções de carbonatação afectam toda a superfície das estruturas de betão, embora com graus de carbonatação diferentes, devido à presença de dióxido de carbono no ar ambiente (cerca de 0.04% em volume). As reacções de carbonatação são por isso mais intensas nos locais onde a concentração de dióxido de carbono também o é, como os centros urbanos. Em termos simplistas a reacção de carbonatação pode ser explicada pela reacção do dióxido de carbono com o hidróxido de cálcio do betão para formar o carbonato de cálcio (daí o nome de carbonatação).

$$Ca(HO)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \qquad [2.5]$$

Na realidade, o processo de carbonatação do betão envolve não só a dissolução do hidróxido de cálcio, mas também dos hidróxidos de potássio e sódio, dos aluminatos tricálcicos e dos silicatos tricálcicos (Pade e Guimaraes, 2007). Estas reacções levam ainda à formação de mais carbonato de cálcio cujo *pH*, cerca de 9, é bastante inferior ao dos componentes originais, cerca de 12. Esta é uma das causas para a despassivação das armaduras.

Para que a carbonatação possa progredir é indispensável a presença de dióxido de carbono, e este só consegue atravessar o betão para o seu interior perante a presença de água, através de processos de difusão (Coutinho, 1998). Assim, a carbonatação praticamente não ocorre em betão seco (falta de água) ou imerso (falta de dióxido de carbono). Pelo contrário, perante a presença dos dois elementos a tendência para a carbonatação é bastante elevada. Na Figura 2.14, mostra-se propensão para a carbonatação em função da humidade relativa do ar.

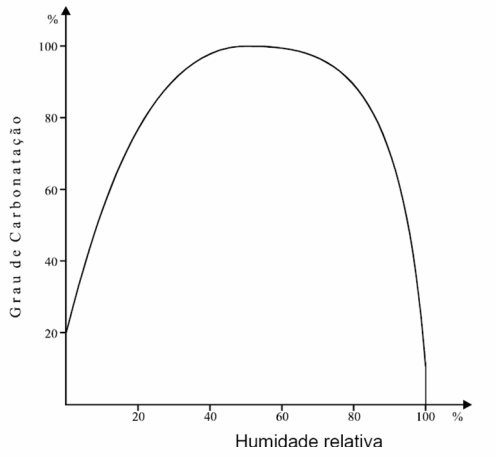


Figura 2.14 – Grau de carbonatação do betão em função da Humidade relativa ambiental (Coutinho, 1998).

2.2.2.1.3 Ataque dos sulfatos

Os solos e as águas, principalmente as marítimas, podem conter sulfatos em quantidades importantes que em contacto com o betão podem levar à sua degradação. Os tipos de sulfato que frequentemente mais atacam o betão são os sulfatos de cálcio, magnésio, sódio e potássio. Todos eles levam à deterioração do betão embora com mecanismos e intensidades diversas. As soluções de sulfatos podem reagir com o aluminato tricálcico do cimento hidratado ou com a alumina do agregado, causando expansões, fissuração e descamação do betão, amolecimento e desintegração (Figura 2.15) (Coutinho, 2001).

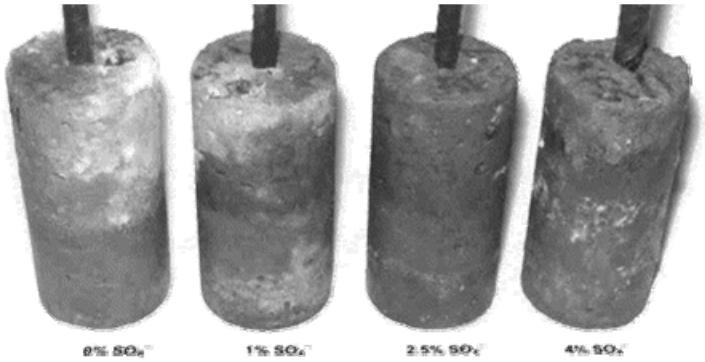


Figura 2.15 – Betão ao fim de 4 anos de exposição a Sulfato de Sódio (Dehwah, 2007).

Um tipo de ataque dos sulfatos muito comum envolve a formação de etringite. No entanto, nem sempre a presença de etringite representa um ataque de sulfatos. Para além da causa já abordada na Subsecção 2.2.1.6 relacionada com a cura térmica, a formação da etringite pode ser devida ao uso de cimentos expansivos tendo em vista o controlo da retracção. Os cimentos expansivos contêm pequenas quantidades de sulfato de cálcio na forma de gesso que durante a cura do betão tendem a formar etringite contrariando a retracção. Este processo não provoca danos no betão uma vez que a etringite entretanto formada fica contida no interior dos outros componentes do betão. No entanto, tanto para os betões normais como para os betões expansivos, se ao longo do tempo estes forem sujeitos à acção de sulfatos provenientes do exterior, os seus compostos convertem-se em etringite podendo levar à desagregação do betão após destruição da matriz cimentícia (Collepardi, 2003).

Há ainda um outro tipo de ataque dos sulfatos com formação de taumasite que pode deteriorar o betão (Figura 2.16). Este ataque difere dos anteriores porque o componente do betão atacado não é o aluminato tricálcico mas sim o silicato cálcico hidratado, principal agente ligante do betão. Com a formação da taumasite, material pastoso e sem coesão, a resistência do betão

diminui bastante (Lee, et al., 2007). No entanto para que esta reacção química ocorra é necessária a disponibilidade de iões carbonato. Uma das origens mais comuns destes iões é o calcário presente nos agregados ou no filler do cimento.



Figura 2.16 – Aspecto de betão após 3 anos de contacto com o ião sulfato (Bellmann e Stark, 2007).

2.2.2.1.4 Ataque dos cloretos

À semelhança dos sulfatos, os cloretos existem sob diversas formas e a sua origem pode ser diversa. Os cloretos para além de atacarem o betão são um dos principais responsáveis pela despassivação da armadura. Os cloretos podem ser encontrados no interior do betão sob duas formas: como cloreto livre, sob forma de ião na água dos poros, ou como cloreto combinado, fazendo parte dos componentes hidratados do betão.

As fontes de cloretos podem ser classificadas como internas ou externas. As fontes internas são os constituintes do betão antes do seu fabrico, enquanto as fontes externas representam as substâncias que penetraram no betão ao longo do tempo.

Sobre as fontes internas é conveniente relembrar que o cimento apresenta valores reduzidos de cloretos, os agregados podem ou não conter cloretos, assim como a água de amassadura, embora limitadamente. Alguns aditivos, como os aceleradores de presa são formados por compostos com cloretos, nomeadamente o cloreto de cálcio. A própria armadura de aço de carbono, mesmo a inoxidável contém uma pequena percentagem de cloretos (Pereira, 2001).

As fontes externas mais habituais são a água do mar nas estruturas marítimas, as soluções transportadas pelo vento até às superfícies de betão, as escorrências de água nas superfícies de betão, assim como o sal distribuído em algumas estradas para evitar a formação de gelo. Nestes casos a penetração de cloretos para o interior do betão pode ocorrer por um dos seguintes mecanismos: difusão, diferenças de concentração de cloretos, absorção de água com cloretos, sucção capilar; permeação e diferenças de pressão (Coutinho, 1998).

Entre os componentes hidratados do betão podem existir os chamados oxicloretos. Estes, na presença de soluções de cloreto de sódio aceleram os mecanismos de formação da reacção alcali-sílica, discutida mais à frente (Brown e Bothe, 2004).

Após a penetração de cloretos podem ocorrer reacções químicas entre os cloretos e o aluminato tricálcico ou com o silicato de cálcio hidratado, formando o cloroaluminato (sal de Fridel). A formação deste produto e doutros, como o sal de Kuzel e diversos oxicloretos travam a acção dos cloretos no betão (Brown e Bothe, 2004), mas nem sempre tal é suficiente para evitar danos no betão como a fissuração (Figura 2.17).

Por outro lado, conforme referido na subsecção 2.2.2.2, a existência de cloretos motiva a destruição da película passivante levando à acelerada corrosão das armaduras.



Figura 2.17 – Fissuração em muro de betão situado em ambiente marinho, originada pela entrada de cloretos (ASEFA, 2007).

2.2.2.1.5 Ataque por ácidos

O ataque por ácidos, à semelhança das reacções químicas anteriores baseia-se na reacção química entre um ácido e um dos componentes hidratados do betão com cálcio para formar um sal, cujas características físicas, químicas e mecânicas na maioria das vezes são inadequadas para a função que o betão desempenha. Na presença de água estes podem dissolver-se e desaparecer do local deixando buracos na estrutura, como no exemplo da Figura 2.18.

A intensidade do ataque por ácidos depende assim: da quantidade de ácido em contacto com o betão, da solubilidade do sal formado e da existência ou não de correntes que transportem o sal.

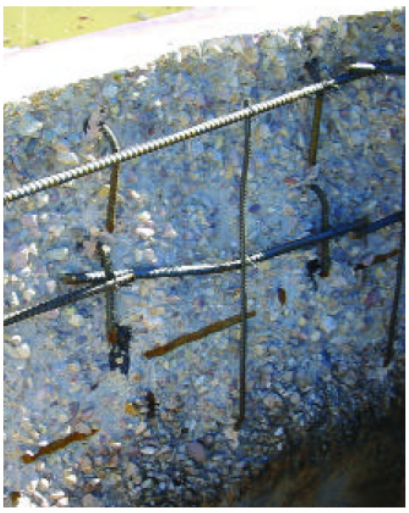


Figura 2.18 – Aspecto de muro em betão após contacto com ácido sulfúrico (CSS, 2005).

2.2.2.1.6 Reacção álcalis-sílica

Ao contrário das reacções anteriores onde os compostos hidratados do cimento eram os principais alvos entre os constituintes do betão, na reacção álcalis-sílica (ASR) são os inertes os principais afectados, mais precisamente os que possuem sílica reactiva na sua formação.

A solução que circula nos poros e fendas do betão é uma solução saturada em hidróxido de cálcio e que pode reagir com determinados tipos de sílica criptocristalina que exista nos inertes provocando expansões no betão (Coutinho, 1998). Na realidade, a causa principal da expansão não se deve à diferença volumétrica entre os produtos originais e os formados, mas sim à formação de uma membrana rígida e insolúvel à volta do agregado afectado. Esta permite a penetração de cada vez mais soluções alcalinas e impede a saída dos novos compostos formados até que se forma uma pressão suficiente para fissurar o betão (Ichikawa e Miura, 2007).

Na Figura 2.19 ilustra-se a expansão previsível para um betão em função da evolução da reacção álcalis-sílica, para um betão com uma relação entre o agregado (*Ag*) e o cimento (*C*) unitária ($Ag/C = 1$). À medida que relação *Ag/C* sobe para valores mais realistas a expansão aumenta na mesma proporção.

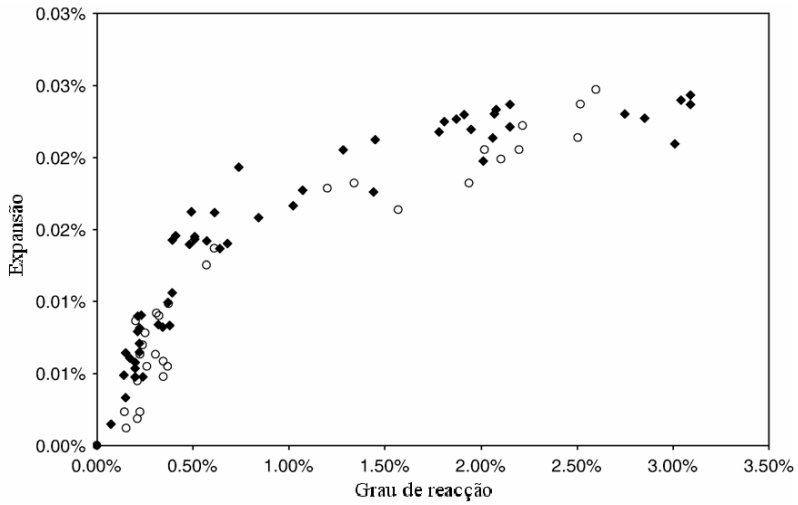


Figura 2.19 – Expansão normalizada de um betão em função do grau de reacção da ASR (Haha, et al., 2007).

Esta reacção química e os seus efeitos no betão podem demorar muito tempo a aparecer e prolongar-se bastante no tempo, sendo que os ciclos molhagem / secagem favorecem o seu desenvolvimento. Na Figura 2.20 mostra-se o aspecto da fundação e pilares de um viaduto após a reacção álcalis-sílica ter ocorrido no betão.



Figura 2.20 – Aspecto do betão após a ASR (PCA, 2007).

2.2.2.2 Corrosão da armadura

Sob a acção dos agentes atmosféricos e de reagentes químicos o aço, composto por cerca de 98% Ferro (Fe) no caso do aço carbono, corrói-se, isto é, tem tendência a voltar ao estado original com que se apresenta na natureza sobre a forma de óxidos, hidróxidos, sulfatos, carbonatos, etc. sendo estas formas químicas muito mais estáveis que a do aço.

As armaduras no betão armado ou pré-esforçado encontram-se protegidas contra a corrosão pelo fenómeno designado por "passivação", devido à forte alcalinidade ($pH > 12$) do betão são. Nestas condições, forma-se à superfície da armadura uma película microscópica de cerca 10 nm de espessura, que impede a dissolução do ferro (Coutinho, 1998).

A destruição dessa película passivante pode acontecer a nível geral devido ao abaixamento do *pH*, ou a nível local devido à penetração de agentes despassivantes. No primeiro caso, as causas mais habituais são a carbonatação do betão e a lixiviação dos álcalis por águas escorrentes, enquanto no segundo caso os agentes agressivos mais comuns são os cloretos que ultrapassando uma determinada quantidade crítica conseguem eliminar a película passivante.

Em qualquer dos casos, a armadura fica exposta às condições ambientais externas, bastando a presença de água (H_2O) e oxigénio (O_2) para desencadear as reacções químicas de corrosão do aço. O tipo de corrosão mais comum é designado por corrosão em solução, ou corrosão húmida e corresponde a um fenómeno de natureza electroquímica, em que se gera uma corrente eléctrica entre as zonas anódicas e catódicas devida a um fluxo de electrões.

Na zona anódica, onde ocorre a despassivação da armadura, acontece a dissolução do ferro [2.6], ou seja, a formação de iões (Fe^{2+}) e a de electrões (e^-). Estes deslocam-se através da armadura (por natureza um excelente condutor) até à zona catódica (Figura 2.21).

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^- \qquad [2.6]$$

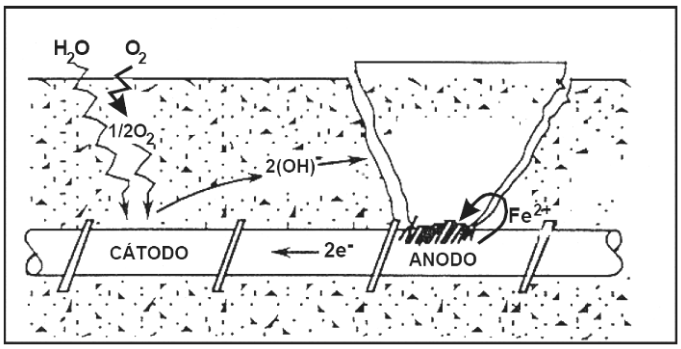


Figura 2.21 – Zona anódica e catódica no processo de corrosão do aço (Coutinho, 1998).

Na zona catódica, dá-se a formação de iões hidróxido [2.7], a partir do oxigénio, água e electrões entretanto vindos da zona anódica.

$$O_2 + H_2O + 2e^- \rightarrow 2OH^- \quad [2.7]$$

Através da solução electrolítica, os iões hidróxido deslocam-se até à zona anódica. Diversas reacções químicas entre os iões OH^-, Fe^{2+}, as moléculas O_2 e H_2O e os electrões formam os diversos compostos a que habitualmente se chama ferrugem: Fe_3O_4, $Fe(OH)_2$, $Fe(OH)_3$, $Fe(OH)_3 \cdot 3H_2O$. Alguns destes compostos podem atingir um volume superior a seis vezes o do aço original (Figura 2.22).

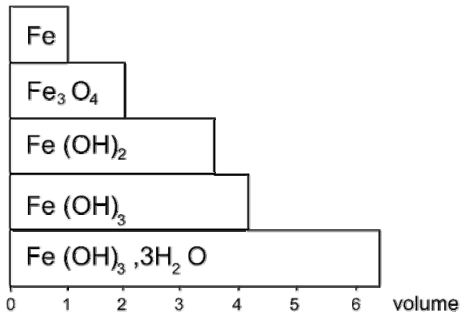


Figura 2.22 – Volume relativo dos produtos da corrosão do aço (Coutinho, 1998).

Como consequência deste processo expansivo verifica-se, na maioria dos casos, a fissuração do betão envolvente, o que acelera de forma veloz todos os processos de deterioração do betão e do aço (Figura 2.23 e Figura 2.24). Do ponto de vista estrutural a corrosão é bastante preocupante uma vez que implica a perda da secção das armaduras e isso traduz-se numa diminuição da rigidez, da resistência e da ductilidade da estrutura afectada, o que por sua vez implica uma redução da segurança da obra de arte.



Figura 2.23 – Corrosão numa viga principal (Corrosion Doctors, 2007).



Figura 2.24 – Corrosão em estribos de uma viga principal.

Os parâmetros que mais influenciam as reacções de corrosão são: a composição química do aço, os tratamentos térmicos e mecânicos do aço, a natureza do betão, o *pH*, a pressão, a presença de inibidores ou aceleradores, a temperatura e os teores em oxigénio e água. Os mais importantes são os três últimos. Uma subida de 10ºC na temperatura pode levar à duplicação das reacções químicas descritas atrás. A ausência da água leva ao desaparecimento da solução electrolítica impedindo a reacção de ocorrer. O mesmo sucede se o betão estiver totalmente e permanentemente saturado uma vez que o oxigénio não consegue chegar à armadura (Huet, et al., 2007). A presença de oxigénio é fundamental para a formação de todos os compostos designados por ferrugem, dado que aparece na sua composição química. Assim, a corrosão será mais intensa nos casos em que o betão de recobrimento está sujeito a ciclos de molhagem e secagem.

O tipo de corrosão das armaduras abordado até este momento é o mais importante mas não o único. Outros tipos de corrosão podem acontecer no betão armado devido às correntes vagabundas ou à degradação microbiana e no betão pré-esforçado devido à corrosão sob tensão, à fragilização por hidrogénio atómico ou ao fenómeno de fadiga por fricção (*fretting-fatigue*) (*Maintenance et réparation des ponts*, 1997).

As correntes vagabundas podem atingir as armaduras deixando-as despassivadas, e portanto sujeitas à acção dos agentes agressivos. Este tipo de corrosão sucede com mais relevo perto das zonas atravessadas por correntes contínuas. Algumas bactérias produzem ácido sulfúrico que se pode combinar com o ião Fe^{2+}, formando sulfatos insolúveis.

O aço, tal como os outros materiais apresenta ligeiras heterogeneidades (defeitos). Quando aço está submetido a uma tensão elevada, como no caso do aço de pré-esforço formam-se microfissuras que destroem a película passiva. Na presença de iões adsorventes, como os nitratos pode suceder a corrosão dos cabos de pré-esforço (corrosão sob tensão).

No interior do betão pode ocorrer a seguinte reacção catódica, libertando hidrogénio molecular:

$$2H^{+} + 2e^{-} \rightarrow H_2 \qquad [2.8]$$

Em determinadas condições: betão húmido e presença de substâncias inibidoras (sulfatos e cianetos), o hidrogénio atómico pode penetrar nos defeitos do aço de pré-esforço devido ao seu reduzido raio atómico. Na presença de electrões disponíveis na armadura acontece a reacção química [2.8], formando-se o hidrogénio molecular. Este no interior do aço provoca enormes tensões capazes de deformar o aço e de o fragilizar (fragilização por hidrogénio atómico) (Vehovar, et al., 1998).

O fenómeno de fadiga por fricção (*fretting-fatigue*) foi abordado na subsecção 2.2.1.11 juntamente com o efeito de fadiga, mas as causas são as mesmas dos dois casos anteriores: a microfissuração do aço de pré-esforço.

Estes três fenómenos de corrosão do aço de pré-esforço, praticamente impossíveis de detectar, apresentam um risco elevado uma vez que podem conduzir a roturas frágeis, logo sem aviso prévio, das obras de arte (Capozucca, 2007).

2.2.2.3 Aspectos gerais

De uma forma geral a durabilidade de uma estrutura de betão está relacionada com a maior ou menor intensidade dos agentes agressivos e com a resistência do betão a esses agentes. Quanto maior for a resistência à compressão do betão mais compacto, menos poroso e permeável este será, logo menos agentes agressivos penetrarão no seu interior. Entre os vários aspectos que condicionam a resistência à compressão do betão destaca-se a relação água/cimento (a/C), tal como ilustrado na Figura 2.25.

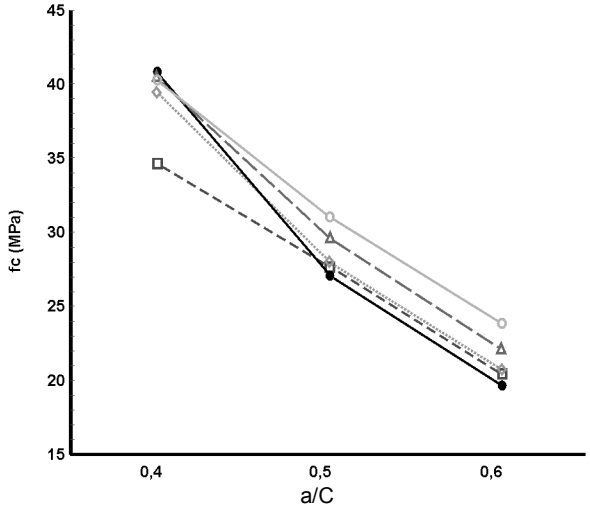


Figura 2.25 – Resistência à compressão em função da relação água / cimento (Kirchheim, et al., 2003).

2.2.3 Erros de projecto, de modelação e de obra

2.2.3.1 Alguns erros de projecto

Alguns dos erros de projecto já foram abordados na subsecção 2.2.1, nomeadamente os relativos aos efeitos de origem térmica não contabilizados, às deformações diferidas em obras construídas por fases e ao excesso de cargas estáticas e dinâmicas. A causa destes erros está associada às incertezas habituais do projecto de uma obra de arte nova.

Muitos dos problemas actuais das pontes de betão podem ser reunidos num único grupo relativo aos erros do projecto de pré-esforço. Já neste caso, a causa dos erros está relacionada com o limitado conhecimento científico disponível sobre o assunto no momento em que os projectos foram elaborados.

A avaliação do efeito do pré-esforço nas estruturas nem sempre foi realizada da melhor maneira dado que sempre existiram um conjunto de parâmetros difíceis de definir com exactidão, como o coeficiente de atrito, a fluência do betão, a relaxação do aço, etc. que influenciam o cálculo das perdas instantâneas e diferidas, logo o valor do pré-esforço realmente instalado em cada secção com o tempo. Para além destes erros globais também existe um conjunto de erros locais muito habituais nos projectos mais antigos:

- Cálculo das tensões normais numa secção sem ter em conta a difusão do pré-esforço (Figura 2.26), levando ao aparecimento de zonas descomprimidas;

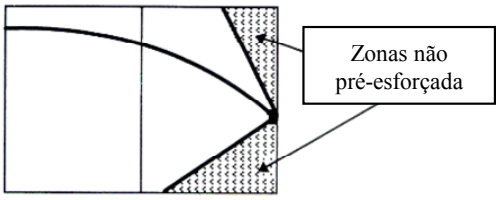


Figura 2.26 – Efeito de um cabo de pré-esforço (adaptado de *Maintenance et réparation des ponts*, 1997).

- Traçados de cabos de pré-esforço errados. Em certos projectos nem sempre o traçado dos cabos foi totalmente definido em projecto, deixando a gestão dos conflitos entre condutas para serem resolvidos em obra. Ora, nem sempre foram tomadas as melhores opções originando, por exemplo, sobreposições e traçados com raios de curvatura pequenos. Outra situação corrente ocorreu nas pontes pré-fabricadas por troços em estaleiro e colocadas no local, betonando normalmente a ligação entre as diversas peças aos terços de vão (juntas de betonagem). Em muitos casos nestas juntas foram adoptadas más soluções de emenda dos cabos de pré-esforço, conduzindo à existência de zonas descomprimidas. Outra situação comum é o desvio parasita das condutas durante a construção da obra;
- Inexistência de armadura ordinária adicional junto às ancoragens para distribuição de forças concentradas. Em consequência em algumas obras encontram-se fissuras de difusão e de arrastamento (Figura 2.27).

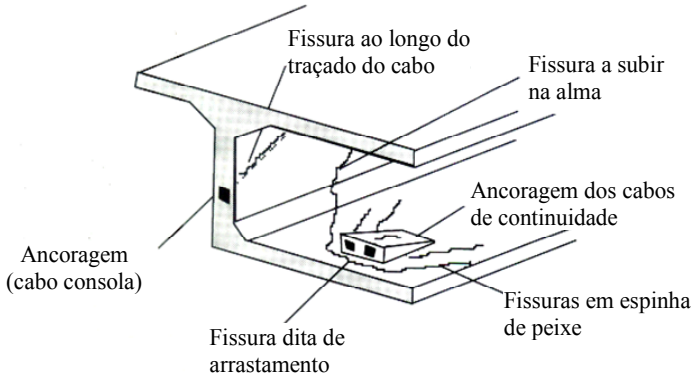


Figura 2.27 – Principais tipos de fissuras (adaptado de *Maintenance et réparation des ponts*, 1997).

- Existência de vários acopladores na mesma secção transversal aumentando o risco de formação de fendas por insuficiência do pré-esforço.

O dimensionamento das armaduras de esforço transverso tem evoluído ao longo do tempo não se tendo ainda chegado a um modelo definitivo para a sua quantificação. Assim, é possível que determinadas obras apresentem uma armadura de esforço transverso inferior à que hoje em dia lá seria colocada.

Nas pontes em caixão de altura variável é comum a utilização da chamada "redução por efeito de Résal", contudo nem sempre da melhor forma. Na Figura 2.28 observa-se a secção transversal em corte e em alçado, enquanto na Figura 2.29 ilustram-se as tensões principais nas almas inferior e superior.

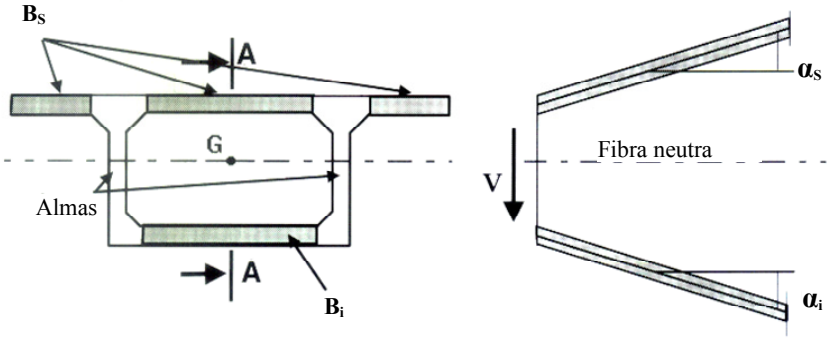


Figura 2.28 – Ponte caixão de altura variável (adaptado de *Maintenance et réparation des ponts*, 1997).

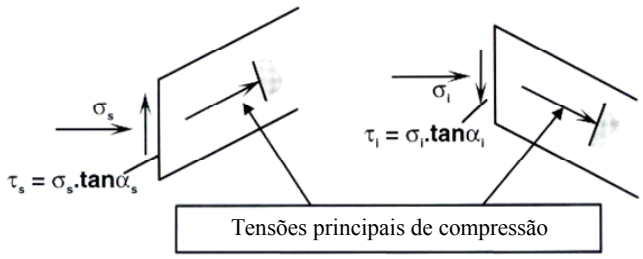


Figura 2.29 – Tensões principais (adaptado de *Maintenance et réparation des ponts*, 1997).

Sendo a armadura de esforço transverso calculada nas almas é fácil deduzir que nestas o esforço transverso vale:

$$V_a \approx V + B_S \cdot \sigma_S \cdot tg(\alpha_S) - B_i \cdot \sigma_i \cdot tg(\alpha_i) \qquad [2.9]$$

sendo:

V_a o esforço transverso na alma;

V o esforço transverso total aplicado na secção;

B_S e B_i as áreas da secção das lajes superior e inferior não pertencentes às almas;

σ_S e σ_i as tensões normais nas lajes superior e inferior;

α_S e α_i os ângulos das lajes superior e inferior e a horizontal.

Junto aos apoios intermédios o factor $B_i \cdot \sigma_i$ apresenta valores elevados, levando a uma redução considerável do esforço transverso nas almas. O cálculo das pontes em caixão foi realizado no passado admitindo que a posição da fibra média era horizontal não atendendo à posição real do eixo neutro da secção, para simplificação dos cálculos. Deste modo, junto aos apoios intermédios a "redução por efeito de Résal" passou a ser realizada de forma errónea (Figura 2.30) uma vez que, por um lado, ignorou-se a componente desfavorável da laje superior e, por outro lado, sobrestimou-se a componente favorável da laje inferior, resultando numa avaliação subestimada do esforço transverso real nas almas.

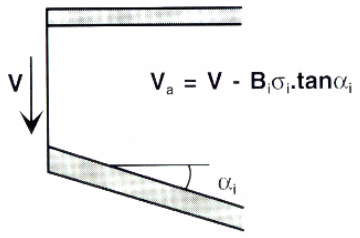


Figura 2.30 – Método errado de avaliação de V_a (adaptado de *Maintenance et réparation des ponts*, 1997).

Ao nível da disposição da armadura ordinária também existiram erros de projecto no passado. Sendo as pontes constituídas por peças lineares e maciças de dimensões elevadas e, não estando desenvolvidos os modelos de escoras e tirantes, é compreensível que alguns erros acontecessem por falta de percepção da condução dos esforços. Assim encontram-se algumas obras de arte com quantidades de armadura inferior à mínima, pouca armadura de ligação entre peças principais, falta de pormenorização das armaduras, falta de armadura nas zonas de esforços concentrados como ancoragens, aparelhos de apoio ou desviadores.

2.2.3.2 Erros de modelação

Do ponto de vista dos modelos numéricos utilizados para a avaliação do comportamento estrutural (esforços e deformações), sempre que se representa uma estrutura por um modelo introduzem-se um conjunto de erros sistemáticos associados cujos efeitos são, em teoria, cobertos ao nível regulamentar por coeficientes de segurança apropriados.

Alguns destes erros vão desaparecendo à medida que se evolui no nível de detalhe do modelo utilizado, contudo outros mantêm-se independentemente do modelo empregue. Por exemplo, a determinação das características mecânicas das secções nos modelos de barras ou planos acarreta alguns erros dada a tridimensionalidade da estrutura, mas num modelo com elementos volumétricos tais erros já não existem.

Começando pelos modelos mais simples, os modelos de barras, os mais utilizados em projecto, as maiores dificuldades estão relacionados com a não incorporação dos efeitos tridimensionais. Assim, surgem erros nos seguintes temas:

- a quantificação dos elementos secundários como os esquadros para as características mecânicas das secções nem sempre é considerada;
- a hipótese de secções planas permanece válida quando na realidade deixa de o ser, principalmente quando estão envolvidos os esforços transversos e de torção;
- a distribuição de tensões normais não tem em conta as tensões de corte no banzo (efeito *shear-lag*);
- a simulação das lajes realizada com diversas barras cruzadas (grelhas) nem sempre tem em conta as diferenças de posição entre os centros de gravidade das secções das vigas principais e das lajes.

Já quando se utilizam os modelos mais complexos normalmente baseados nas técnicas de elementos finitos o tipo de problemas envolvido está associado com a própria formulação destes. É comum a existência de variabilidade nos resultados de um cálculo por elementos finitos de software para software. O tipo de elementos utilizado assim como a discretização da malha usada são os factores mais importantes na qualidade dos resultados.

Estes modelos mais elaborados têm porém, a vantagem de permitir a utilização da análise não linear para o cálculo estrutural possibilitando um conhecimento mais aprofundado da estrutura, todavia tais procedimentos para além de serem morosos não são devidamente sustentados na regulamentação, o que pode causar algumas dúvidas sobre o que fazer com os seus resultados.

Nos elementos finitos os erros mais correntes prendem-se com as questões dos arredondamentos numéricos, das discretizações geométricas efectuadas (omissões ou excessos) e simulação das condições de apoio.

2.2.3.3 Erros em obra

Finalmente, quanto aos erros ocorridos em obra importa relembrar que cerca de 40% dos acidentes ocorridos em pontes têm lugar durante o processo construtivo e são devidos a erros humanos (Bailey, et al., 2002). Isto significa que grande parte dos problemas encontrados nas pontes tanto a curto como a longo prazo têm como causa directa imperfeições, defeitos, omissões, acidentes, etc. acontecidos durante a construção das obras de arte.

2.3 GESTÃO DE PONTES

A gestão das obras de arte é, de certa forma, tão antiga quanto a existência dessas obras, no entanto as suas exigências de utilização, o seu valor patrimonial e o elevado capital nelas investido justificam, cada vez mais, a optimização desse processo (Almeida, 2003).

Os custos estimados de reparação ou substituição são cada vez mais importantes e serão um pesado fardo para as economias das gerações vindouras. Apesar da dimensão do problema, muitas das decisões relacionadas com este tema são, ainda, tomadas tendo por base o dia a dia, sob uma enorme pressão de colocar as estruturas em serviço o mais rapidamente possível e pelo menor custo. Esta situação impede que se realize uma análise a longo prazo e que os escassos recursos disponíveis sejam investidos onde são mais necessários (Cruz, 2006).

Nas últimas décadas têm surgido diversos Sistemas de Gestão de Obras de Arte (*Bridge Management Systems* - *BMS*) nos países mais desenvolvidos onde estas questões já se colocam à bastante tempo. Estes sistemas têm por objectivo principal apoiar o dono de obra, gestor de um extenso conjunto de obras de arte, a tomar as melhores decisões em cada momento, para garantir um determinado nível mínimo de segurança e funcionalidade em todas as suas obras de arte, ao longo da sua vida útil.

Estes sistemas de cariz informático, normalmente constituídos por bases de dados e programas de processamento, são estruturados em três partes principais: aquisição de dados, classificação das obras e apresentação de resultados (Figura 2.31).

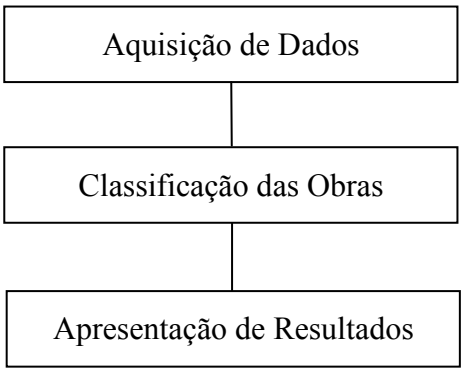


Figura 2.31 – Estrutura básica dos Sistemas de Gestão de Obras de Arte.

Cada parte é composta por diversos módulos específicos para realização de determinadas tarefas, no entanto todas as partes principais e respectivos módulos podem estar englobados numa única aplicação informática. Nas subsecções 2.3.1 a 2.3.3 abordam-se os aspectos mais importantes de cada parte principal dos Sistemas de Gestão de Obras de Arte.

2.3.1 Aquisição de dados

Na aquisição de dados ocorre a recolha da informação relativa a cada obra de arte do conjunto de obras existentes. Os dados provenientes de cada obra são bastante diversificados pelo que um bom sistema deve estar preparado para receber variados tipos de informação.

Numa base de dados constam dois tipos de dados: as informações essenciais de cada obra, como por exemplo, a localização, a geometria, os materiais, o ano de construção, o projecto da obra, etc. e as informações provenientes da obra, como por exemplo, o estado de conservação de cada componente. Os primeiros são considerados fixos uma vez que são permanentes e inalteráveis. Já os segundos são considerados como dinâmicos uma vez que variam ao longo da vida da obra e, como tal são passíveis de registo e armazenamento sucessivo.

A informação vinda das obras é proveniente das inspecções realizadas às obras de arte. A inspecção de uma ponte permite a elaboração de um relatório que conduzirá ao diagnóstico sobre o estado dessa ponte (Costa e Arêde, 2001). Na maioria dos sistemas de gestão existentes há um manual de inspecção associado de modo a normalizar os procedimentos de inspecção em toda a rede viária e de modo a existir coerência entre os dados recolhidos pelo inspector e os dados requeridos pelo sistema. Deste modo, todo o processamento de dados e resultados a obter num Sistema de Gestão de Obras de Arte dependem, em larga medida, da eficiência das inspecções (Kamya, 2006). As inspecções devem fornecer informação objectiva e inequívoca que possa ser

utilizada num sistema de decisão racional que identifique, apenas com base em questões técnicas, quais as tarefas de manutenção e reparação que são mais urgentes em cada momento (Brito, 2001).

Na Secção 3.1 aborda-se detalhadamente o manual de inspecção de obras de arte utilizado actualmente pelo EP e que foi utilizado no presente trabalho, todavia a seguir discutem-se alguns dos aspectos essenciais das inspecções de pontes.

O manual de inspecção é apenas uma parte do conjunto de documentos que tem por objectivo a inspecção e a manutenção (conservação e/ou reforço) das obras de arte, daí ser comum encontrar alguns manuais únicos que englobam ambas as parcelas. Assim, é comum estarem associados ou devidamente referenciados manuais de: dimensionamento, avaliação da segurança de estruturas existentes, de tráfego, de anomalias, de trabalhos de reparação, etc. (*Manual of Bridge Inspection*, 2006).

Da consulta realizada a alguns manuais de inspecção, constatou-se que de uma forma geral estes podem ser organizados em três partes:

- uma parte inicial formativa;
- os procedimentos da inspecção;
- os sistemas de classificação e fichas tipo.

Na parte inicial, para além dos habituais capítulos introdutórios com os objectivos e enquadramento do problema, são tecidas algumas considerações sobre pontes, os seus princípios de funcionamento, a sua constituição, os seus materiais mais comuns, formas de degradação e reabilitação gerais, etc. Este último item conforme referido acima pode encontrar-se noutro documento à parte dada a sua generalidade e importância.

Nos procedimentos da inspecção são abordados os seguintes assuntos: consulta dos elementos de projecto, acesso aos componentes, segurança dos inspectores, desvio de tráfego, frequência de inspecção, tipos de inspecção, trajecto da inspecção, equipamentos de inspecção e a inspecção propriamente dita com as listagens dos problemas específicos mais comuns de cada componente, tipo de estrutura ou material. Estas listagens são devidamente acompanhadas por imagens reais de outras obras de arte onde tais problemas se verificaram. Nesta parte constam ainda indicações sobre o melhor modo de localizar, descrever e caracterizar os danos observados.

Na última parte relativa à classificação da inspecção, constam as diversas classificações parciais e totais a atribuir a cada componente e ponte no geral, os critérios de pontuação de cada classificação, as fichas tipo a preencher de acordo com o Sistema de Gestão de Obras de Arte

utilizado e possíveis propostas de actuação: mais estudos específicos e aprofundados, restrição de tráfego e sugestão de trabalhos de manutenção, etc.

Para se ficar com uma ideia da importância e da extensão que estes documentos podem apresentar refira-se que o manual do EP contém cerca de 50 páginas, mas o manual utilizado nos E.U.A. (*Bridge Inspector's Reference Manual*, 2006) contém mais de 1700 páginas para além de outro guia com mais de 110 páginas só para a classificação dos elementos / componentes.

As inspecções de pontes dependem em muito da experiência e da sensatez do engenheiro, o que conduz a avaliações distintas da mesma obra de arte, perante pessoas diferentes. Segundo Phares, et al. (2004) os dados recolhidos nas inspecções apresentam uma variabilidade muito significativa. Gurenich et Robert (2006) analisaram os registos de milhares de pontes nos E.U.A. e concluíram que a correlação entre a capacidade de carga e as classificações atribuídas nas inspecções é muito baixa.

De modo a combater esta situação a inspecção deve ser realizada por uma equipa constituída no mínimo por um técnico, um engenheiro e um inspector qualificado (engenheiro com mais de 10 anos de profissão dedicados às inspecções) para haver mais coerência entre os resultados das diversas obras. Outra maneira de aumentar a qualidade das inspecções é através da formação, treino e certificação da equipa inspectora. Este processo tem vantagens em termos de tempo e custos para cada entidade gestora das pontes (Kamya, 2006). No caso português, como os processos da gestão de obras de arte ainda estão pouco implementados estas situações ainda não são possíveis, uma vez que só recentemente começaram a existir cursos de formação para inspectores e, por outro lado não existem muitos inspectores com bastantes anos de profissão. No entanto noutros países, como os E.U.A., a qualificação dos elementos da equipa inspectora é muito rigorosa.

Com excepção de alguns casos mais complicados, a inspecção de pontes resume-se a uma inspecção visual cujos objectivos principais são a identificação da deterioração e dos danos estruturais, a verificação de que esses fenómenos estão ou não estabilizados e a decisão sobre se existem riscos imediatos na estrutura e quais as medidas de prevenção a tomar (Padrao, 2004).

Para o auxílio da equipa inspectora, os equipamentos usados na inspecção visual devem ser de fácil utilização. Os mais correntemente utilizados são: a escada, os binóculos, a máquina fotográfica, giz ou marcadores, fita métrica, martelo, régua de fendas e equipamentos de ampliação óptica como os medidores de fissuras. Juntamente com estes instrumentos constam meios de registo manual ou electrónico das anomalias observadas. Podem ser preenchidas directamente as fichas de inspecção ou tomadas notas em fichas próprias para posteriormente as referir nas fichas de inspecção oficiais.

As fichas de inspecção devem ser compostas por duas partes. Na primeira parte constará um cabeçalho identificativo da obra e dos inspectores e um resumo com a informação mais importante sobre o estado da obra de arte e a necessidade ou não de intervenção (análises técnicas, obras de reparação, etc.), se for o caso. Esta parte tem normalmente extensão inferior a uma página. Na segunda parte da ficha constará a inspecção propriamente dita, com a descrição devidamente comentada e a classificação do estado de cada componente ou elemento da obra de arte, acompanhado por fotografias e/ou outros elementos expressivos. Deverão ser referidas e justificadas possíveis intervenções assim como descritos os trabalhos e respectivos custos quando a intervenção se refere a uma obra de reabilitação ou reforço.

2.3.1.1 Classificação das inspecções

As inspecções podem ser classificadas sob diversas formas, sendo comum designá-las quanto à sua finalidade e intervalo de tempo entre inspecções. É corrente o uso das seguintes designações ou categorias:

- Inspecção inicial / inventário: é a primeira inspecção a uma ponte, seja esta nova ou existente, de modo a proceder-se ao levantamento da informação base da obra para a sua adição à base de dados do Sistema de Gestão de Obras de Arte. O mesmo se passa no caso de pontes reconstruídas. Esta inspecção tem também como objectivo a verificação da segurança da obra de arte de acordo com a regulamentação existente, sendo habitual a realização de ensaios de carga;
- Inspecção de rotina / corrente: avalia o estado de manutenção das pontes, o qual traduz a boa ou má execução dos trabalhos de manutenção, desde a última inspecção realizada. Quando necessários são sugeridos trabalhos simples de manutenção. Esta inspecção deve ser realizada com uma frequência de 1 a 2 anos de intervalo;
- Inspecção detalhada / principal: serve para verificar as condições de funcionamento e de conservação dos diversos componentes da obra de arte. Da observação efectuada e do relatório elaborado (ficha de inspecção) constam as classificações individuais para cada componente a introduzir no Sistema de Gestão de Obras de Arte, as possíveis obras de reparação, reforço ou substituição. Dependendo da entidade gestora, estas inspecções ocorrem com uma periodicidade de 3 a 6 anos;
- Inspecção de dano / factual / extraordinária: acontece quando uma ponte esteve sujeita a uma acção imprevista (sismos, incêndios, etc.) para a qual não foi dimensionada ou que provocou danos excessivos. O objectivo imediato é a avaliação

da segurança da obra para a selecção de medidas urgentes a tomar (escoramento da obra, desvio total ou parcial do tráfego, etc.) e decisão da melhor forma de intervenção na estrutura com vista à sua reabilitação.

Quanto ao tipo de trabalho de inspecção realizado é usual classificar as inspecções como:

- Inspecção visual: já citada anteriormente, consiste na observação e registo das anomalias com recurso apenas a pequenos equipamentos;
- Inspecção especial: consiste na análise em profundidade de um determinado assunto podendo incluir a realização de ensaios de carga, ensaios não destrutivos ou mesmo semi-destrutivos, monitorização de juntas e fendas e, todo um conjunto de trabalhos muitos específicos que a equipa inspectora não consegue efectuar por falta de meios e formação específica;
- Inspecção subaquática: tem um carácter idêntico à inspecção visual, mas é realizada debaixo de água por mergulhadores profissionais acompanhados via comunicador por um inspector à superfície que segue as imagens transmitidas pelos mergulhadores.

Cada um destes tipos de inspecção pode ser realizado numa das categorias referidas de acordo com a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Tipos de inspecção possíveis em cada categoria.

Inspecção	Inicial	Rotina	Detalhada	Dano
Visual	X	X	X	X
Especial	X		X	X
Subaquática			X	X

Diferentes autores, como por exemplo, Furuta, et al. (2004), Biondini, et al. (2004) e Thoft-Christensen (2004) têm estudado através de metodologias diversas quais as melhores estratégias de manutenção das pontes em termos de número e intervalo de intervenções. De uma forma geral os diversos resultados finais são bastante unânimes em considerar que uma estratégia baseada em muitas, mas pequenas intervenções, resulta numa poupança significativa a longo prazo para o dono de obra. Na Figura 2.32 apresentam-se os resultados de um destes estudos onde se testam dois cenários de intervenção distintos e nos quais se justificam as conclusões apresentadas.

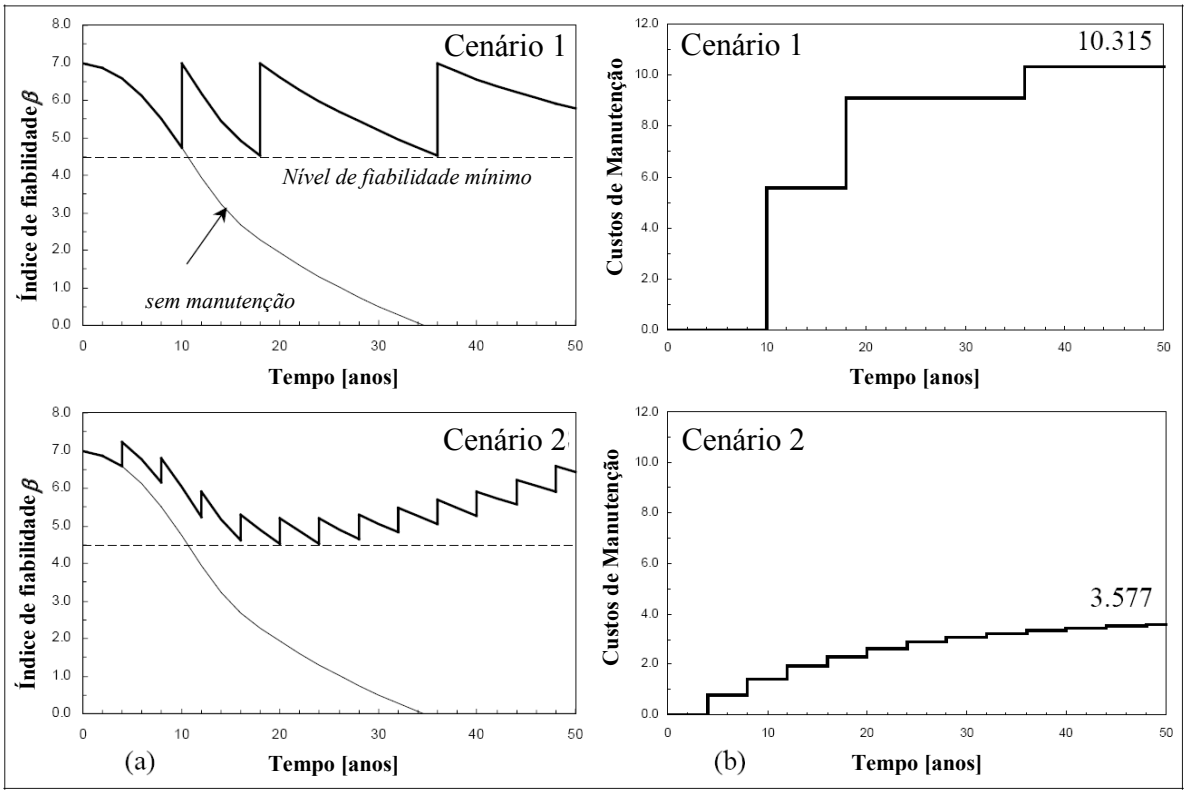


Figura 2.32 – Diferentes cenários de manutenção (Biondini, et al., 2004).

Embora na opinião do autor tais estudos não englobem realisticamente os custos de obra, uma vez que apenas terão pesado os custos dos trabalhos de execução, as conclusões finais não se alteram. De facto, é muito mais fácil impedir ainda que de forma repetida a degradação de uma estrutura ao longo da sua vida, do que realizar grandes obras de reparação nalgumas instantes da sua vida útil.

Confrontando estes estudos com as categorias de inspecções apresentadas, destaca-se a importância das inspecções de rotina e detalhada para uma boa gestão de um parque de obras, assim como a necessidade de se aplicarem curtos períodos entre inspecções (1 e 3 anos, respectivamente).

2.3.1.2 Técnicas de diagnóstico

Pela sua importância científica e pelo facto de ser uma das áreas onde ainda há muito a investigar para a obtenção de resultados fidedignos referem-se de seguida as principais técnicas não destrutivas e semi-destrutivas utilizadas nas inspecções de obras de arte:

- Teste de dureza superficial (Esclerómetro): o ensaio com o martelo de Schmidt consiste na aplicação de uma pressão, através do disparo de um pistão de aço contra a

superfície de betão e posterior medição da distância de retorno do pistão. A partir desta medida é possível, através de correlações existentes, avaliar a resistência à compressão do betão;

- Teste de resistência à penetração (*Windsor Probe Test*): este ensaio consiste na medição da profundidade de penetração de um ponteiro no betão, quando este é accionado contra o elemento estrutural por uma espécie de pistola. A partir desta medida de profundidade é possível recorrer a ábacos e estabelecer um valor para a resistência do betão;

- Ensaio de ultra-sons: o ensaio de ultra-sons baseia-se na medição do tempo que demora uma onda de ultra-sons a percorrer uma determinada distância. A emissão de ondas é realizada por geradores electro-acústicos e a sua recepção é feita por transdutores piezo-eléctricos ou por osciloscópios. A partir do tempo pode-se obter a velocidade de propagação uma vez que a distância é conhecida e sabida a velocidade é possível relacioná-la com as propriedades elásticas do betão. Assim, é comum obter-se a seguinte informação aproximada: módulo de elasticidade dinâmico do betão, resistência à compressão, localização de vazios na massa de betão e deteriorações existentes, profundidade de fissuras internas. Existem três processos possíveis de medição: directo, semi-directo e superficial (Figura 2.33);

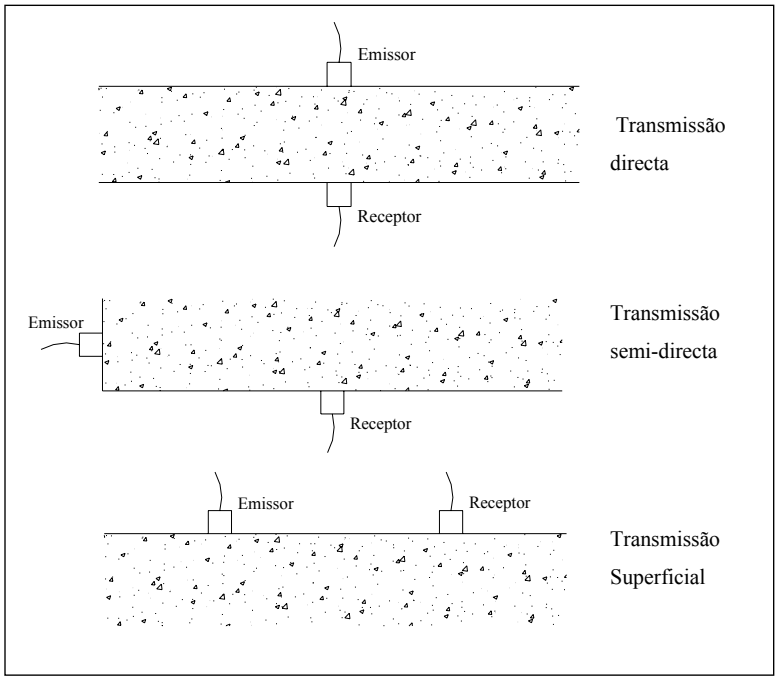


Figura 2.33 – Processos de medição.

- Ensaio eco ultra-sónico: o ensaio segue os princípios do anterior, sendo que a sua aplicação se faz apenas num ponto, ou seja, o próprio aparelho é emissor e receptor;
- Ensaio impacto eco: o ensaio consiste na introdução de uma perturbação elástica, através de um impacto mecânico de uma esfera, na superfície do elemento estrutural. Formam-se ondas de choque que são reflectidas por descontinuidades ou defeitos internos e retornam à superfície onde são medidos o tempo de retorno e/ou frequência da onda;
- Detecção de armadura e seu recobrimento (Pacómetros): a detecção de armaduras bem como do seu recobrimento pode ser realizada usando os detectores de armadura (*pachometers* ou *covermeters*). Estes aparelhos baseiam-se na leitura da interacção entre as armaduras e a frequência de um campo electromagnético criado pelo próprio aparelho. A partir dos dados recolhidos (intensidade e frequência) é possível estimar o diâmetro e recobrimento das armaduras;
- Extracção de carotes: a extracção de carotes não constitui propriamente um ensaio, mas permite a recolha de amostras para análise em laboratório e permite a inspecção visual do furo. O processo mais usado para se extraírem amostras é a perfuração à rotação com coroas cujos dentes são de diamante utilizando para isso uma máquina de corte;
- Ensaios de arranque (*Pull-Out*): o ensaio consiste na medição da força máxima necessária para arrancar uma peça de metal embebida no betão. Através de correlações é possível estimar a resistência à compressão e à tracção do betão. A referida peça é formada por um disco e um eixo de arranque e tem de ser colocada antes da betonagem para ficar solidária no interior do betão com o eixo à vista (acessível);
- Ensaio Dinamarquês e Ensaio de fractura interna: em ambos os ensaios realiza-se um furo no betão, ancora-se um dispositivo no buraco e mede-se a força necessária para arrancar um cone de betão. Por correlações estimam-se as resistências dos betões à tracção e compressão;
- Ensaios de aderência (*Pull-Off*): neste ensaio é medida a força de tracção a aplicar a um disco circular de 50 mm anteriormente colado à superfície do elemento estrutural. Através de correlações pode avaliar-se a tensão de tracção no betão, a tensão de ligação entre diferentes camadas de betão, a tensão de ligação do betão ao reforço e verificar o tipo de rotura;

- Ensaio sónico (*Cross Hole*): neste ensaio são executados dois furos no elemento estrutural com a profundidade pretendida, onde se instalam as sondas uma emissora e outra receptora de impulsos sónicos. Medindo o tempo de percurso, calcula-se a velocidade do sinal donde se estimam as propriedades elásticas do betão;

- Avaliação da corrosão das armaduras: existem dois métodos que permitem detectar e quantificar a corrosão das armaduras: Método Potencial de Meia Célula e o Método da Polarização Linear. Ambos os métodos se baseiam na medição da diferença de potencial entre dois pontos: um no betão e outro na armadura para a partir de princípios electromagnéticos estabelecer uma medida da corrosão existente;

- Ensaios mecânicos: os ensaios mecânicos mais comuns são o ensaio à compressão do betão, os vários ensaios de tracção no betão e o ensaio de tracção da armadura. A partir destes ensaios podem extrair-se as seguintes características dos materiais: módulo de elasticidade médio, resistência à compressão e à tracção médias, curva tensão-deformação para cada material, etc;

- Ensaios físicos e químicos: os ensaios físicos mais utilizados são: o ensaio de permeabilidade, absorção de água e determinação da densidade. Os ensaios químicos mais usados são o ensaio de carbonatação e o ensaio do teor de cloretos. O ensaio da carbonatação consiste em pincelar uma superfície recentemente exposta do betão com fenolfetaleína e verificar a cor com que fica a superfície. Em função da cor é possível estimar o *pH* do betão e com essa informação deduzir se o betão está ou não carbonatado. No ensaio do teor de cloretos determina-se a percentagem de cloretos contidos no betão através da análise de pó do betão;

- Análise petrográfica: inclui os métodos e processos para a determinação das propriedades minerais e das rochas que constituem os inertes do betão. Os elementos específicos de análise podem ser as próprias superfícies polidas de provetes de betão ou lâminas delgadas obtidas por serragem dos provetes para análise microscópica;

- Ensaios de carga: baseiam-se na leitura de grandezas físicas nas pontes como deformações, flechas, rotações, abertura de fendas, movimento de juntas, temperaturas, acelerações, etc. para a obtenção de parâmetros estruturais.

Para uma leitura mais aprofundada sobre o assunto (princípios de funcionamento, vantagens e desvantagens, normas, etc.) recomenda-se a leitura da bibliografia especializada, como por exemplo Padrão (2004).

2.3.2 Classificação das obras

Nesta parte principal de um Sistema de Gestão de Obras de Arte ocorre a avaliação do estado das obras, a análise das intervenções possíveis para cada obra e a triagem das obras a actuar de acordo com determinado modelo de gestão.

Um dos módulos mais frequentes nos sistemas de gestão refere-se à apreciação do estado de deterioração das obras de arte. Em função dos dados recolhidos na inspecção, da idade das pontes, da intensidade do tráfego e de outros factores inerentes ao próprio modelo de degradação são calculados índices ou classificações parciais que serão utilizados posteriormente na pontuação de cada obra de arte. Modelos mais ou menos complexos podem ser aplicados, desde simples curvas degradação – tempo até modelos probabilísticos como o método de Markov (Tao, et al., 1994).

Nos E.U.A é utilizada uma metodologia simples (Almeida e Delgado, 2006), baseada num rácio de eficiência global (REG) para classificar as diversas obras de arte. Este pode tomar valores entre 0 e 100% e a sua determinação é feita a partir do somatório de três rácios parciais relativos: à segurança estrutural ($R1$), à funcionalidade ($R2$) e à utilidade pública ($R3$), de acordo com os seguintes limites:

$$REG = R1[0-55\%] + R2[0-30\%] + R3[0-15\%] \qquad [2.10]$$

Cada rácio parcial depende de diversos parâmetros relativos à obra de arte, tendo sido a maioria deles reavaliados na última inspecção realizada em cada parte.

O rácio REG toma valores mais baixos para obras com maiores deficiências estruturais, menores níveis de funcionalidade e maior utilidade pública, ou seja, nas pontes com maior urgência de intervenção. Esta metodologia tem a particularidade de ser simples e ao mesmo tempo ponderar devidamente os diferentes factores afectos a uma ponte.

O método de Markov é frequentemente utilizado uma vez que permite a previsão do estado de deterioração apenas com o conhecimento do estado actual da obra, embora para a sua calibração inicial seja necessário o conhecimento do historial completo de vários casos reais. O método de Markov é um método probabilístico que estima a probabilidade de uma estrutura transitar de um estado de deterioração para outro, em cada momento (Garavaglia, et al., 2004). Com esta previsão é possível estimar a evolução do dano nas obras de arte e classificá-las quanto a esta rubrica.

Contudo, este método tem sido ligado directamente ao processo final de apoio à decisão. De facto, associando estas previsões a variáveis de custos individuais de reparação, de prioridade de intervenção, etc. conseguem-se extrair resultados devidamente justificados e validados cientificamente que apoiarão o gestor de um parque de obras quanto às melhores opções a tomar (Kyle, et al., 2002).

Outro dos módulos mais comuns nos Sistemas de Gestão de Obras de Arte refere-se à seriação e ordenação das obras a intervir de acordo com diversos objectivos (segurança, custos, etc.).

Segundo Stewart, et al. (2001) as abordagens baseadas no risco de rotura para a avaliação da segurança estrutural das pontes existentes representam a melhor forma de medir a performance das pontes e assim avaliar a prioridade de intervenção de uma obra de arte. Contudo, segundo o autor devem ser realizadas análises de sensibilidade para assegurar que as decisões não são indevidamente influenciadas pelas incertezas da obra (Stewart, 2001).

Qualquer que seja a ponte em causa, a sua idade é sempre um item muito valorizado. Por isso, Adey, et al. (2006) propõem um procedimento baseado na idade equivalente para a ordenação das intervenções a realizar. Segundo os autores a idade equivalente de uma ponte é a idade que a mesma ponte teria quando chegasse ao estado de deterioração actual, sem ter tido quaisquer intervenções de manutenção.

Vanier, et al. (2006) apresenta as seguintes técnicas de priorização sucessivamente mais complexas:

- técnicas de priorização de critério único;
- técnicas de priorização de múltiplos critérios;
- processos analíticos de hierarquia;
- média ponderada;
- optimização de múltiplos objectivos;
- avaliação sintética com a Teoria de Conjuntos Fuzzy.

As diversas técnicas apresentadas ao longo desta subsecção, sucessivamente mais complexas, permitem o apoio técnico ao gestor do parque de obras. Importa realçar que nos sistemas de gestão de pontes utilizados as técnicas mais elaboradas ainda não estão implementadas, dada a sua complexidade e excessiva teorização. Espera-se que no futuro algumas das técnicas apresentadas mais avançadas possam ter aplicação prática. Assim os sistemas actuais

trabalham com as técnicas mais simples tanto ao nível da deterioração dos materiais como ao nível da priorização das intervenções.

2.3.3 Apresentação de resultados

Nesta última parte principal de um Sistema de Gestão de Obras de Arte, de saída de resultados, o gestor pode ter acesso a um conjunto diversificado de informação sobre diversas formas: consulta de resultados específicos ou sob a forma de relatórios.

Entre a informação processada na parte anterior e que pode ser consultada destacam-se as diversas estatísticas com os resultados das inspecções, a previsão da evolução do estado de conservação das diversas obras, a ordenação das obras cuja necessidade de intervenção é mais urgente e a previsão das verbas a gastar num futuro próximo.

Analisados os dados e consideradas as diversas opções cabe ao gestor seguir ou não as orientações dadas pelo Sistema de Gestão de Obras de Arte com vista a garantir os níveis de segurança e serviço pretendidos. O gestor deverá fazer sempre uma análise crítica que permita ajustar os resultados do sistema de gestão com dados não considerados ou que o sistema não consegue assimilar.

Em termos gerais, perante cada caso concreto um gestor pode optar por:

- não intervenção;
- adiamento;
- manutenção essencial ou preventiva;
- reparação superficial ou profunda;
- beneficiação;
- substituição parcial ou integral;
- interdição do tráfego.

Uma vez que os fundos disponíveis para a conservação do património são insuficientes para manter todas as obras nas condições mais adequadas é importante distinguir as intervenções necessárias das intervenções desejáveis (Almeida, 2003). Baseado nos custos de investimento, de manutenção e nos benefícios Radomski (2004) apresenta um método de decisão para o futuro de pontes bastante envelhecidas: reabilitação ou substituição.

2.3.4 A situação em Portugal e no estrangeiro

Existem dezenas de Sistemas de Gestão de Obras de Arte no Mundo, sendo a maioria oriunda dos países mais desenvolvidos, onde estes assuntos já se colocam há mais tempo. Numa análise a 20 dos sistemas de gestão actuais mais conhecidos, Almeida (2003) salienta que algumas dessas ferramentas encontram-se bastante desenvolvidas, como o *Pontis* e o *Bridgit* (E.U.A.), e as suas potencialidades abrangem as várias vertentes da gestão.

O problema da gestão de pontes é abordado de maneira diferente de acordo com a dimensão e desenvolvimento do parque de obras a gerir. Em termos comparativos, as principais diferenças entre os diversos sistemas residem na classificação das obras, nos modelos de previsão da deterioração e nas análises económicas. A nível global destaca-se ainda pela negativa o pouco desenvolvimento dos modelos de deterioração.

Em Portugal, os donos de obra com mais obras de arte para gerir (EP e a REFER) utilizam o sistema de gestão GOA (Gestão de Obras de Arte) desenvolvido pela *Betar Consultores, Lda.* desde 1998 (Mendonça, et al., 2006). As principais potencialidades do GOA são:

- inventário de obras;
- registo de inspecções;
- listagem de obras por critérios;
- avaliação de custos de manutenção;
- escolha de itinerários específicos ou alternativos;
- planeamento das intervenções.

A maioria das concessionárias de auto-estradas portuguesas também utiliza este sistema, pelo que grande parte das pontes situadas nas principais vias nacionais está coberta por este sistema, embora com responsáveis diferentes.

Ao nível municipal apenas dois municípios (Lisboa e Viseu) utilizam o GOA como sistema de gestão de pontes (Mendonça, 2007). Nem todos os municípios necessitarão obrigatoriamente de sistemas comerciais de gestão de obras de arte, sendo até plausível que em muitos deles se utilizem outros sistemas mais simples desenvolvidos localmente. No entanto, dado o escasso número de municípios que utilizam o GOA é de prever que em muitos municípios o tema da gestão de pontes ainda nem sequer tenha sido colocado.

2.4 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

A avaliação da segurança estrutural de uma obra de arte contém duas fases: o diagnóstico preliminar e o recálculo da obra. A primeira fase representa a inspecção, abordada na secção anterior, e pretende transmitir qual o estado de conservação aparente da obra de arte. Por sua vez com o recálculo da obra pretende-se avaliar realisticamente e numericamente a segurança estrutural.

Antes da realização de um modelo propriamente dito, é necessário obter um conjunto de informações através da realização da inspecção. Para a avaliação da segurança com modelos numéricos, revestem-se de especial importância o levantamento geométrico, os ensaios não destrutivos, os ensaios de carga (Ferreira e Branco, 2004) e a avaliação do pré-esforço (quando possível), uma vez que permitem quantificar numericamente certos parâmetros estruturais, que servirão para a aferição dos modelos numéricos. Hover (1996) chama a atenção para o problema da dificuldade da obtenção de dados fidedignos que possam ser utilizados nas modelações numéricas.

Por outro lado, é muito importante o conhecimento da evolução das hipóteses de cálculo, da regulamentação e dos processos construtivos desde o momento do projecto da ponte em estudo. No caso das pontes de betão apresentam particular relevância os fenómenos da fluência e da retracção do betão.

O recálculo da obra tem como objectivos principais (*Maintenance et réparation des ponts*, 1997):

- o conhecimento exacto do estado de tensão real da ponte e a explicação dos danos existentes, quando existam;
- a avaliação da margem de segurança estrutural relativamente aos diversos estados limites a considerar.

Estes objectivos não devem ser confundidos com um cálculo de controlo segundo a regulamentação da época no momento do projecto, nem com os cálculos de reforço da estrutura (se for o caso), mesmo que os modelos de cálculo sejam os mesmos.

O recálculo da estrutura é composto por duas fases: a modelação estrutural e a verificação da segurança. Enquanto na primeira fase o objectivo é a construção e calibração de um modelo numérico, na segunda pretende-se avaliar a segurança de acordo com determinada metodologia. Nas subsecções seguintes abordam-se separadamente estes dois temas.

2.4.1 Modelação estrutural

As técnicas de elementos finitos são cada vez mais utilizadas como suporte à modelação estrutural, uma vez que permitem descrever o mais realisticamente possível o comportamento estrutural, sendo o Método dos Elementos Finitos (MEF) com recurso à análise não linear material e geométrica o processo mais adequado para a modelação de estruturas existentes.

O Método dos Elementos Finitos baseia-se na discretização do meio contínuo em elementos de dimensão reduzida, para os quais são estabelecidas as relações geométricas, constitutivas e as equações de equilíbrio. O equilíbrio global da estrutura face às acções aplicadas é definido a partir do agrupamento (assemblagem) dos elementos finitos, tendo em conta as equações de equilíbrio estabelecidas para cada elemento, as relações de compatibilidade e as ligações ao exterior (Henriques, 1998).

A formulação do problema ocorre assim de tal forma que os deslocamentos dos nós da malha de elementos finitos sejam as incógnitas dos problemas (Zienkiewicz, 1977). Resolvido o problema numérico, normalmente um sistema de equações lineares, todos os outros parâmetros geométricos e mecânicos são obtidos a partir do conhecimento das incógnitas.

No caso da análise não linear, a formulação mantém-se embora as propriedades materiais tenham de ser actualizadas em cada fase incremental. A resolução deste tipo de problemas é feita com recurso a algoritmos incrementais e iterativos e critérios de convergência associados (Bathe, 1982).

O comportamento do betão estrutural apresenta não linearidades assinaláveis devidas a diferentes mecanismos como a fendilhação em tracção, a plastificação em compressão, a fluência e a retracção do betão, e ainda pela interacção entre a armadura e o betão (Henriques, 1998).

Os modelos constitutivos baseiam-se numa representação simplificada do comportamento real dos materiais. No caso do betão estes modelos multidimensionais são habitualmente definidos por um critério de resistência máxima e um conjunto de relações constitutivas (critério de cedência, lei de fluxo ou de escoamento plástico e lei de endurecimento). No caso das armaduras é corrente a utilização de modelos simples cujas relações constitutivas são apenas unidireccionais (Pimentel, 2004).

Enquanto no betão as relações constitutivas variam conforme o estado do betão: não fendilhado, fendilhado e esmagado, nas armaduras uma simples lei elasto-plástica consegue simular o comportamento destas.

A consideração dos efeitos diferidos em ambos os materiais é realizada recorrendo a modificações artificiais no campo de deformações ou na alteração das leis constitutivas dos elementos.

Plos et Gylltoft (2004) utilizaram a análise não linear numa ponte de betão pré-esforçada em caixão com quatro vãos para verificar a segurança da obra. De acordo com os métodos tradicionais algumas zonas não cumpririam a segurança, mas após a análise realizada os autores concluem que a capacidade de carga real é muito superior.

Xiang, e al. (2005) analisaram também uma ponte de betão pré-esforçado com secção em caixão, mas com apenas três tramos e construída pelo método dos avanços sucessivos. Tal como no caso anterior foi considerado o processo construtivo, a temperatura, a retracção, a fluência e o pré-esforço. Enquanto no caso anterior foram utilizados elementos de casca para simular o caixão pois estavam em causa especialmente a torção e o esforço transverso, no segundo caso foram utilizados elementos finitos de viga para analisar o problema essencialmente de flexão.

Todavia, a análise não linear ainda não é utilizada com a regularidade que, dado o seu potencial, poderia ter. Há alguns factores que contribuem para tal, como por exemplo:

- a falta de regulamentação adequada para tal análise;
- a falta de conhecimento específico no meio técnico sobre o assunto;
- tempo de cálculo muito elevado.

2.4.2 Verificação da segurança

De acordo com as actuais normas de dimensionamento de estruturas a verificação da segurança pode ser dividida em dois grupos: os estados limites de utilização e os estados limites últimos. Os primeiros correspondem a níveis de solicitação correntes (baixos) enquanto os segundos dizem respeito a níveis de carregamento elevados. Embora estes estados limites não passem de estados idealizados sob o ponto de vista regulamentar e não permitam considerar todos os casos possíveis de ocorrer, estes possibilitam definir regras unificadas comuns à maioria dos casos correntes.

Os estados limites de utilização estão associados a situações em que a estrutura, ou parte dela, apresenta danos que, embora limitados, a deixam fora de serviço por razões funcionais, de durabilidade ou estética. Habitualmente estes estados limites são divididos de acordo com a

duração prevista em muito curta, curta e longa duração. Pertencem a este grupo as verificações: de deformação, de fendilhação, de compressão no betão e de vibração.

Já os estados limites últimos estão associados a situações em que a estrutura, ou parte dela, atinge o colapso colocando em causa a segurança das pessoas e/ou equipamentos. Fazem parte destes estados limites: o equilíbrio, a resistência, a encurvadura, a fadiga, a aderência e a amarração.

A verificação da segurança de estruturas tem um carácter não determinístico porque o comportamento das estruturas depende de diversos parâmetros que apresentam variabilidade. Assim a análise da segurança traduz-se num problema probabilístico cujo objectivo é avaliar a probabilidade de rotura.

Existem vários métodos para abordar o estudo da segurança estrutural. A tipologia habitualmente utilizada é a seguinte:

- Nível 0: corresponde a análises puramente determinísticas. As variáveis envolvidas no processo de dimensionamento têm valores estritamente determinísticos, sendo as incertezas consideradas através de coeficientes de segurança globais. Geralmente, estes coeficientes são estimados empiricamente através de experiências passadas (Henriques, 1998);
- Nível 1: refere-se aos métodos designados por semi- probabilísticos. A variabilidade das acções e das características resistentes dos materiais é considerada através de valores representativos (nominais ou característicos) associados a coeficientes parciais de segurança. Os valores característicos são definidos a partir dos valores médios, dos coeficientes de variação e da função de distribuição. Os coeficientes parciais de segurança são aferidos, geralmente, a partir de métodos probabilísticos do nível 2 ou, menos correntemente do nível 3. Os métodos de nível 1 são habitualmente utilizados nas actuais normas de estruturas para definir regras de dimensionamento (Henriques, 1998);
- Nível 2: corresponde a métodos probabilísticos baseados na caracterização das variáveis básicas que intervêm no processo, através de medidas estatísticas que descrevem a tendência central e a sua dispersão, e no cálculo da probabilidade de ser atingido um dado estado limite. A avaliação probabilística da segurança é efectuada por técnicas numéricas aproximadas, recorrendo a hipóteses simplificadas na determinação dessa probabilidade (Henriques, 1998);

- Nível 3: diz respeito a métodos puramente probabilísticos, baseados em técnicas que têm em conta a distribuição conjunta de todas as variáveis básicas. A probabilidade de ser atingido um dado estado limite é calculada analiticamente (viável somente para casos muito simples) ou, mais correntemente, usando métodos de simulação (Henriques, 1998).

Tal como referido atrás, os métodos semi-probabilísticos são os mais utilizados, mesmo na verificação da segurança de estruturas existentes. Esta situação acontece porque para além da sua aplicação ser simples, tem por detrás uma formulação mais rigorosa baseada em níveis superiores. As variabilidades das variáveis que intervêm na definição de um determinado estado limite são consideradas de forma simplificada através de valores representativos (nominais ou característicos), coeficientes parciais de segurança e margens de segurança.

A expressão [2.11] sintetiza sumariamente a aplicação do método semi-probabilístico. A aplicação de coeficientes parciais de segurança tem como consequência a majoração das acções ou dos seus efeitos e a minoração das propriedades resistentes (Figura 2.34).

$$\begin{aligned} S_d &\leq R_d \\ \gamma_F \cdot S_k &\leq \frac{R_k}{\gamma_M} \end{aligned} \qquad [2.11]$$

sendo:

S_d o esforço actuante de cálculo;

R_d o esforço resistente de cálculo;

γ_F o coeficiente parcial de segurança associado às acções;

γ_M o coeficiente parcial de segurança associado às resistências;

S_k o esforço característico actuante;

R_k o esforço característico resistente.

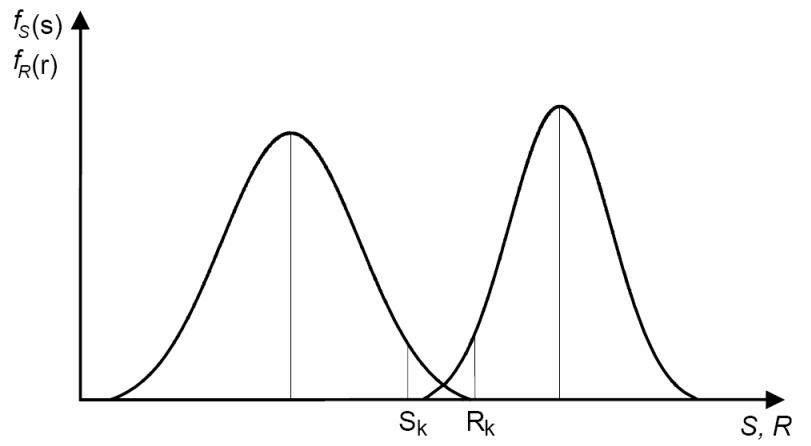


Figura 2.34 – Ilustração esquemática do formato semi-probabilístico (Henriques, 1998).

De acordo com esta metodologia, os códigos estruturais apresentam várias regras de combinação das diversas acções para serem comparadas com os esforços resistentes. No caso dos estados limites de utilização têm-se diferentes fórmulas e coeficientes de segurança para as diversas combinações: características, frequentes e quase permanentes. Por sua vez, para os estados limites últimos têm-se combinações fundamentais, acidentais e sísmicas.

Os coeficientes de segurança, devidamente estimados com métodos de nível superior, podem ser decompostos em outros coeficientes parcelares. É comum no caso dos coeficientes parciais de segurança relativos às acções e aos materiais as seguintes distinções:

$$\gamma_F = \gamma_f \cdot \gamma_{Sd} \qquad [2.12]$$

$$\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} \qquad [2.13]$$

sendo que:

γ_f cobre as incertezas sobre o valor representativo das acções adoptado paras as acções consideradas;

γ_{Sd} cobre as incertezas relativas ao modelo de cálculo das acções adoptado;

γ_m cobre as incertezas relativas à variabilidade das propriedades dos materiais e de possíveis defeitos locais;

γ_{Rd} cobre as incertezas relativas ao modelo de cálculo das resistências;

Os valores dos coeficientes de segurança parciais a utilizar no caso de estruturas existentes podem ser diminuídos em relação aos valores regulamentares para estruturas novas, uma vez que as incertezas e o tempo de vida útil serão menores. Na Europa, existe já alguma regulamentação sobre esta matéria, mas na maioria das situações a sua aplicação é limitada a certos tipos de estruturas e/ou tipo de acções. Por outro lado parte dessa regulamentação está mais vocacionada para o reforço do que para a avaliação da segurança propriamente dita.

Enquanto na verificação da segurança é admissível maximizar as resistências e minimizar as acções, dentro de limites que respeitem uma margem de segurança mínima, pois procura-se evitar os trabalhos de reforço; no caso do projecto de reforço, deverá ser adoptada uma postura bastante mais conservadora, até porque o custo de uma operação de reparação depende mais da transferência de meios para o local do que da quantidade de reforço a empregar.

Deste modo, na ausência de um regulamento universalmente aceite por todos sobre o assunto e onde se definam todos os parâmetros a utilizar, continuam a ser empregues erradamente os actuais códigos estruturais.

Monteiro (1999) apresenta um método simplificado de ajuste dos valores dos coeficientes parciais de segurança, em função da variação do Período de Vida Útil, com base na teoria da fiabilidade. Para esse efeito estabeleceu uma formulação em que adoptou uma distribuição de extremos tipo Gumbel para todas as acções variáveis.

Yamanaka, et al. (2004) propõem outra metodologia de calibração dos factores de segurança para a avaliação da segurança de pontes existentes, tendo em conta a evolução previsível da resistência, rigidez e durabilidade previstas.

No entanto, o formato semi-probabilístico de segurança apresenta o inconveniente de não poder ser aplicado directamente a uma análise não linear. O uso dos mesmos coeficientes parciais de segurança aplicados na análise linear, não permite tirar partido de todo o conhecimento do comportamento estrutural implícito numa análise não linear. Por exemplo, Cervenka (2006) aplica os princípios da fiabilidade estrutural com a análise não linear ao estudo de vigas pré-esforçadas, propondo apenas um único coeficiente global de segurança. No entanto, não estando do ponto de vista científico, resolvida esta questão será adoptada uma metodologia simplificada na Secção 5.4.4.

No caso das pontes de betão, enquanto os modelos de cálculo da resistência são os habituais do betão armado (flexão, corte, torção. etc.) e são idênticos tanto para o projecto de novas estruturas como para a verificação estrutural, no caso dos modelos das acções a aplicar em pontes

para o caso da verificação da segurança de obras existentes não existem modelos adequados, porque o tráfego real varia de ponte para ponte.

Para uma correcta avaliação da segurança estrutural devem ser tidos em conta modelos de tráfego realistas, resultantes de medições efectuadas na ponte em causa, ou em obras de arte do mesmo itinerário. A adopção cega dos modelos de cálculo de projecto de estruturas novas (veículos tipo e sobrecargas) sem a aplicação de coeficientes apropriados poderá traduzir-se em desvios consideráveis da realidade seja por defeito ou por excesso. Contudo, como na maioria das situações tais dados não estão disponíveis, não resta ao engenheiro outra solução técnica e regulamentar que não seja a aplicação de tais modelos teóricos.

2.4.2.1 Caso particular da fadiga

Por se tratar de regulamentação recente no betão armado e no seguimento da subsecção 2.2.1.11, mostram-se a seguir as verificações à fadiga a realizar nas pontes de betão, segundo o EC2 (EN 1992-1-1 e EN 1992-2). Segundo este devem ser efectuadas separadamente as análises para o betão e para o aço e o cálculo das tensões realizado na hipótese de secções fendilhadas. No caso do betão devem ser verificados os esforços de compressão e transverso.

Para a verificação do aço, existem 3 formas de o fazer, sendo a 1.ª a mais rigorosa e complexa e a 3.ª a mais simples (pode ser entendida como uma dispensa de verificação da fadiga):

1.ª forma: recorrendo à fórmula de Palmgreen e Miner; e considerando o tráfego real, no cálculo das tensões:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} \qquad [2.14]$$

2.ª forma: calculando a tensão actuante equivalente ($\Delta\sigma_{S,equ}$) e comparando com a tensão resistente ($\Delta\sigma_{Rsk}$). O cálculo da tensão actuante equivalente deve ser efectuada utilizando os modelos de carga de veículos tipo correspondentes à fadiga. A tensão resistente é obtida da curva de Wöhler do aço (Figura 2.11).

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}\left(N^*\right) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}\left(N^*\right)}{\gamma_{s,fat}} \quad [2.15]$$

3.ª forma: calculando a variação de tensão sob acções cíclicas frequentes ($\Delta\sigma_S$) e comparando com um limite estabelecido.

$$\Delta\sigma_S \leq \begin{cases} k_1 \\ k_2 \quad \text{para varões soldados} \end{cases} \quad [2.16]$$

Para a verificação da fadiga do betão à compressão, também podem ser utilizados as 1.ª e a 3.ª formas de verificação anteriores, com os devidos ajustes. Assim:

1.ª forma: recorrendo à fórmula de Palmgreen e Miner; e considerando o tráfego real, no cálculo das tensões:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n\left(\Delta\sigma_i\right)}{N\left(\Delta\sigma_i\right)} \quad [2.17]$$

A curva de Wöhler do betão não é definida no EC2, dada a variabilidade dos tipos de betão, no entanto é apresentada uma fórmula possível para o cálculo de $N\left(\Delta\sigma_i\right)$:

$$N\left(\Delta\sigma_i\right) = 10^{14\left(\frac{1-E_{cd,\max,i}}{\sqrt{1-R_i}}\right)} \quad [2.18]$$

3.ª forma: calculando a tensão mínima ($\sigma_{c,\min}$) e máxima ($\sigma_{c,\max}$) sob acções cíclicas frequentes e comparando com um limite estabelecido.

$$\frac{\sigma_{c,\max}}{f_{cd,fat}} \le 0.5 + 0.45\frac{\sigma_{c,\min}}{f_{cd,fat}} \le \begin{cases} 0.9 & \text{para } f_{ck} \le 50MPa \\ 0.8 & \text{para } f_{ck} > 50MPa \end{cases} \quad [2.19]$$

Para a verificação da fadiga do betão ao esforço transverso dos elementos em que não é necessária, no estado limite último, armadura de esforço transverso, apenas existe a 3.ª forma de verificação:

3.ª forma: calculando o esforço transverso mínimo ($V_{Ed,min}$) e máximo ($V_{Ed,max}$) sob acções cíclicas frequentes e comparando com um limite estabelecido.

$$\begin{cases} \text{para } \dfrac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \ge 0 : \dfrac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \le 0.5 + 0.45\dfrac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \le \begin{cases} 0.9 \text{ até C50/60} \\ 0.8 \text{ superior a C55/67} \end{cases} \\ \text{para } \dfrac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0 : \dfrac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \le 0.5 - \dfrac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \end{cases} \quad [2.20]$$

Os diversos parâmetros: factores parciais de segurança, constantes, etc. estão definidos no EC2. No caso de pontes ferroviárias de betão existe ainda um modelo simplificado para verificação da fadiga no Anexo NN do EN 1992-2.

2.5 INVESTIGAÇÕES MAIS RECENTES E DE FUTURO

De acordo com a pesquisa bibliográfica efectuada, as principais investigações actualmente a decorrer na área da avaliação da integridade estrutural fixam-se em três áreas principais: técnicas de identificação do dano, desenvolvimento de novos sensores ou técnicas de diagnóstico e aperfeiçoamento dos sistemas de gestão de pontes. A seguir relatam-se algumas das pesquisas mais interessantes encontradas durante o estudo.

Relativamente ao problema da identificação do dano, Farrar, et al. (2007) definem-no como um paradigma de reconhecimento estatístico de padrões (*Statistical Pattern Recognition Paradigm*). Segundo estes autores, a resolução deste problema assenta em quatro etapas:

- Avaliação operacional: definição e quantificação do dano que é possível detectar;
- Aquisição de dados: definição da excitação, tipo de sensores, localização e sistemas de aquisição;
- Extracção de dados: recolha de dados característicos que podem identificar o dano;
- Modelação estatística: através da implementação de algoritmos de análise dos dados característicos para identificação do dano estrutural.

Muitos autores trabalham apenas sobre alguns destes assuntos. Por exemplo Chiang, et al. (2000) utilizam um método para identificação de dano baseado na incerteza (*Fuzzy Petri Net Based Expert System*) em vez da modelação estatística.

Quanto a novas técnicas de diagnóstico, Scheel et Hillemeier (2003) recorrem ao método do magnetismo remanescente para a localização de fracturas no aço de pré-esforço em estruturas de betão armado pré-esforçado. Com um objectivo mais simples, de apenas localizar o pré-esforço no interior betão numa ponte portuguesa, Cruz et al. (2006) utilizaram com sucesso um radar geotécnico. Com idênticos objectivos têm tido um desenvolvimento profundo os métodos baseados na reflexão de ondas sonoras (*Pulse echo methods*) (Wiggenhauser, et al., 2004).

Iyoda et al. (2003) utilizam a termografia como um auxílio decisivo à inspecção visual. Recorrendo a câmaras termográficas é possível traçar mapas de temperaturas de superfícies de betão sendo que, quaisquer irregularidades como as fissuras, são detectadas imediatamente devido aos diferenciais térmicos existentes nessas zonas.

O desenvolvimento de sensores em fibra óptica tem revelado algumas vantagens (Inaudi e Grosso, 2004) uma vez que não existem interferências electromagnéticas, a estabilidade é elevada, os sensores podem ser ligados em série (multiplexagem), a rigidez dos sensores é muito baixa, as dimensões são reduzidas e o sistema óptico não é sensível a perdas de sinal, dentro de certos limites (Félix, 2004).

Davis et al. (2004) propõem dois métodos para a avaliação da infra-escavação das fundações de pilares e encontros: colar magnético deslizante (*Magnetic Sliding Collar*) e o sistema sonar (*Sonar system*). Na Figura 2.35 ilustra-se a aplicação destes dois métodos.

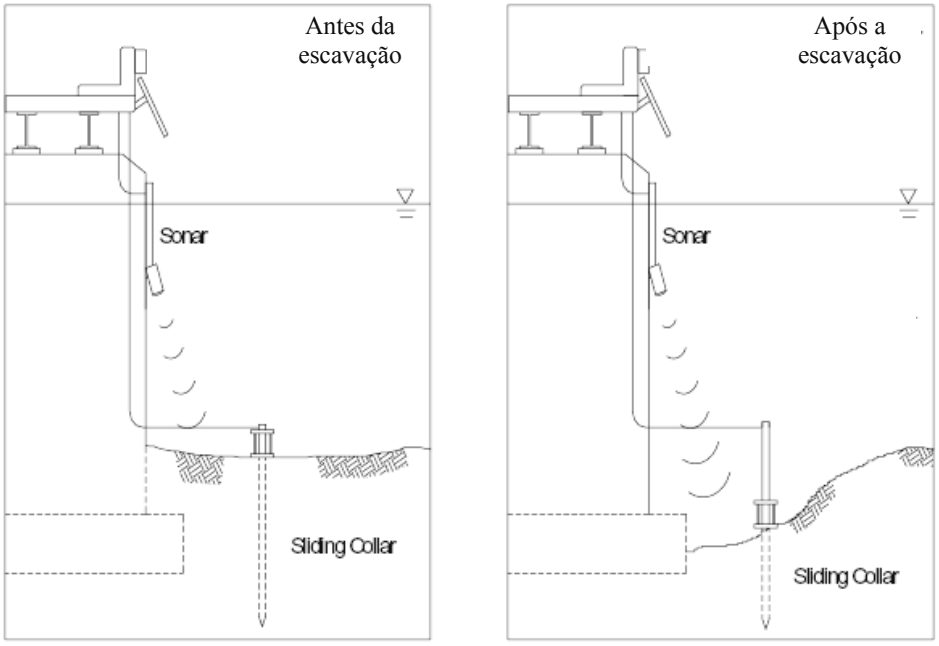


Figura 2.35 – Sistemas para avaliação da infra-escavação (adaptado de Davis, et al., 2004).

Relativamente aos Sistemas de Gestão de Obras de Arte tem-se procurado desenvolvê-los cada vez mais. Por um lado, assiste-se a um detalhar dos itens da inspecção até níveis bastante pormenorizados e com a possibilidade de inclusão dos resultados dos ensaios não destrutivos e das monitorizações (Diouron, 2004, Miyamoto, 2004). Os sistemas de monitorização inteligentes permanentes (Figueiredo, 2006) serão cada vez mais um dos componentes dos Sistemas de Gestão de Obras de Arte. Por outro lado, assiste-se ao desenvolvimento dos modelos de deterioração materiais, incluindo-os em modelações de segurança não lineares e recorrendo a métodos probabilísticos para a avaliação da segurança (Nowak e Thoft-Christensen, 2000).

2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados diversos temas relacionados com a avaliação da integridade das pontes de betão. Após uma breve introdução com a evolução histórica das pontes, abordaram-se as principais causas de degradação das pontes, introduziram-se os Sistemas de Gestão de Obras de Arte onde se explicou o seu funcionamento global, relembraram-se sumariamente algumas noções de segurança estrutural e terminou-se com uma pequena incursão nos temas actualmente mais investigados sobre a integridade estrutural das pontes.

Do ponto de vista da degradação estrutural manifestam-se com algum peso os problemas relativos às acções aplicadas, ao comportamento mecânico dos materiais e à sua durabilidade e

aos erros cometidos desde o projecto. Quanto às acções destacaram-se as acções cíclicas do tráfego e as acções térmicas que nem sempre são bem contabilizadas. Relativamente ao comportamento mecânico distinguiram-se o comportamento reológico do betão e a propensão que este apresenta para se deteriorar por diversos modos na presença de água (ataques físico-químicos). Evidência ainda para quantidade de erros praticados, principalmente em obra, causadores de muitas das anomalias hoje observadas.

Os sistemas de gestão de pontes serão cada vez mais uma ferramenta muito útil na gestão de um parque de obras de arte, uma vez que para além da componente técnica de engenharia civil, dispõem de outras componentes, como a económica que permitem ao gestor tomar as melhores decisões em cada momento. Contudo, para o seu funcionamento, é necessário alimentar regularmente o sistema com informação útil e uniforme (segundo os mesmos padrões de avaliação).

Para a avaliação correcta da segurança estrutural existem diversas técnicas de fiabilidade com diversos graus de complexidade. Estas podem ser aplicadas sobre o Método dos Elementos Finitos com recurso à análise não linear. As maiores dificuldades da sua utilização acabam por ser a falta de informação rigorosa do comportamento mecânico dos materiais em todos os locais, assim como os elevados tempos de cálculo necessários.

A breve abordagem às investigações mais recentes permitiu constatar que o problema da integridade estrutural está muito longe de ser resolvido, estando a ser estudado em diversas subáreas.

CAPÍTULO 3

INSPECÇÃO DA OBRA DE ARTE

Uma vez introduzidos no capítulo anterior alguns dos temas principais da avaliação da integridade estrutural das pontes de betão, passa-se à análise do caso prático tratado nesta dissertação, a Ponte Nossa Senhora da Guia, em Ponte de Lima. Após uma breve abordagem ao manual de inspecções do EP e à descrição da obra de arte apresentam-se os resultados da inspecção visual realizada, assim como de alguns ensaios não destrutivos realizados.

3.1 MANUAL DE INSPECÇÕES

O EP possui alguns manuais para o apoio à inspecção de obras de arte. Para além das Especificações Técnicas para as Inspecções Principais existem ainda os manuais de anomalias e dos trabalhos de reparação. Nesta secção discutem-se os pontos principais destes documentos com especial ênfase para as Especificações Técnicas (EP, 2003).

3.1.1 Especificações Técnicas

Este documento é composto por 4 capítulos: Objectivos, Introdução, Procedimentos Gerais e Formulários.

3.1.1.1 Objectivos

Nos Objectivos, com dois parágrafos apenas, constam o âmbito de aplicação e o enquadramento do manual nas inspecções.

3.1.1.2 Introdução

A Introdução contém um conjunto de informações, definições e critérios principais de classificação com vista a inserir um novo inspector no tema e enquadrá-lo com a metodologia seguida no EP.

O primeiro assunto tratado na Introdução é a definição de Inspecção Principal, segundo a qual: "consiste em observar e registar as condições de funcionamento de uma Obra de Arte. Nesse registo ficam identificadas as anomalias mais graves que comprometem o bom desempenho dos diversos componentes da obra de arte, quer a nível de durabilidade quer ao nível da segurança".

Sobre a identificação dos danos refere o manual: "A quantificação de um dano ou anomalia é feita pelo inspector tendo em conta a sua localização, a importância do componente na estrutura, a importância da obra, a evolução prevista da anomalia e a possibilidade ou não de esta introduzir perturbações no tráfego, etc."

Refere ainda que é "do âmbito deste tipo de inspecção a sugestão de trabalhos de reparação que visem rectificar as anomalias encontradas de forma a conferir aos componentes afectados o estado de conservação previsto em projecto".

A terminar a Introdução são apresentados sumariamente os métodos de classificação das obras de arte, sendo: "necessário pontuar, por componente, o Estado de Manutenção, de Bom ou Mau, e o Estado de Conservação entre 0 e 5".

3.1.1.3 Procedimentos gerais

Neste capítulo são descritos os procedimentos gerais que deverão ser obedecidos para a realização das inspecções. O capítulo está dividido em três partes correspondentes às fases de uma inspecção: pré-inspecção, inspecção propriamente dita e armazenamento e introdução dos dados.

A primeira fase dos Procedimentos Gerais, a pré-inspecção, compreende a selecção de todos os equipamentos e elementos que poderão ser necessários no local, em função da identificação dos condicionalismos envolventes à obra de arte. É composta pelos seguintes itens:

- Localização e condicionalismos envolventes;
- Consulta dos elementos de projecto;
- Condições de acesso a todos os componentes;
- Necessidade de efectuar desvios de tráfego e aviso das autoridades competentes;
- Consulta do historial da obra;

- Selecção da ordem de inspecção a um conjunto de obras em função dos pontos anteriores;
- Verificação do estado de funcionamento dos equipamentos e veículos a utilizar.

Na segunda fase dos Procedimentos Gerais, relativa à inspecção, são tecidas considerações sobre a identificação e registo das anomalias detectadas na obra de arte, assim como a sugestão de medidas para a sua correcção. Esta parte das Especificações Técnicas está dividida nos seguintes subtemas:

- Inspecção por tipo de componente;
- Inspecção por tipo de estrutura;
- Localização dos danos;
- Descrição dos danos;
- Características do dano;
- Tipo de trabalhos;
- Quantificação dos trabalhos;
- Avaliação do estado de manutenção;
- Avaliação do estado de conservação;
- Propostas de actuação;
- Situação de alerta;
- Estimativa do custo das reparações.

A avaliação do estado de Conservação e Manutenção depende do domínio por parte do inspector das anomalias prováveis numa estrutura. Assim, os primeiros subtemas referenciados apresentam as anomalias mais comuns em cada tipo de estrutura e/ou componente. Segue-se um conjunto de itens com vista à definição exacta de cada dano encontrado. Quanto aos trabalhos de reabilitação, estes podem ser pequenos ou grandes, de manutenção ou de reparação.

De acordo com as definições expressas nas Especificações Técnicas (EP, 2003):

- "o Estado de Manutenção de um componente pretende traduzir o modo como estão a ser executados os trabalhos de manutenção. Será classificado de:
    - Bom: se não for necessário realizar nenhum trabalho de manutenção;
    - Mau: se for necessário realizar algum trabalho de manutenção."

- "o Estado de Conservação de um componente traduz as condições (de desgaste, deterioração, funcionamento, execução, etc.) em que se encontra esse componente. É definido numa escala que varia entre 0 e 5, correspondendo o 0 a um Estado de Conservação óptimo e o 5 a um Estado de Conservação Muito Mau. A classificação final a atribuir a um determinado componente pode ser obtida com base nos danos observados, do seguinte modo:

  - À caracterização dos danos é atribuída uma pontuação de: 0 a 3
  - À função dos componentes é atribuída uma pontuação de: 0 a 1
  - Consequências dos danos é atribuída uma pontuação de: 0 a 1"

Na terceira fase dos Procedimentos Gerais, armazenamento e introdução dos dados, são dadas indicações sobre o preenchimento do formulário tipo de inspecção do EP.

3.1.1.4 Formulários

Neste capítulo é apresentado o formulário tipo a ser preenchido pelo inspector.

3.1.2 Manual de anomalias e manual dos trabalhos de reparação

No manual de anomalias constam a descrição, ilustração, causas, previsão da evolução e consequências, patologias associadas, componentes afectados e trabalhos de rectificação propostos para diversas anomalias habituais nas estruturas de betão.

Já o manual de trabalhos de reparação contém o campo de aplicação, componentes interessados, procedimento e critério de medição de variados trabalhos de reparação.

3.2 DESCRIÇÃO DA OBRA ANALISADA

A Ponte da Nossa Senhora da Guia, inaugurada em 1980, liga as margens do Rio Lima junto à vila de Ponte de Lima. Uma apresentação apropriada da estrutura pode ser encontrada na Memória Descritiva e Justificativa, do projecto de execução (Araújo, 1973):

"A ponte, dotada de dois planos de simetria, um longitudinal e outro transversal, é uma estrutura de tabuleiro contínuo, com cinco tramos simétricos de altura variável, de betão longitudinalmente pré-esforçado e transversalmente só armado, apoiado em quatro pilares

centrais, de betão maciço armado apenas com armaduras de pele, e em encontros de betão armado."

"Cada um dos tramos centrais tem o vão teórico de 58.00 m e cada um dos laterais 38.00 m, sendo pois de 250.00 m o comprimento teórico total da ponte."

O tabuleiro constituído por um caixão bicelular serve de apoio a uma "faixa de rodagem de 8 m de largura, ladeada de passeios sobrelevados, cada um com a largura útil de 2 m." Incluindo as vigas de bordadura, a ponte tem uma largura total de 12.60 m. O tabuleiro apresenta uma altura total de 1.45 m a meio vão dos vários tramos e junto aos encontros e, 2.90 m junto aos pilares. As almas têm uma espessura constante de 0.25 m, enquanto a laje superior tem 0.2 m de espessura. Já a laje inferior apresenta espessura variável entre 0.16 m a meio vão e 0.24 m junto aos pilares.

"Os fustes dos pilares têm forma fusiforme, na parte desenterrada (ou, mais rigorosamente, desde 0.50 m abaixo do nível do terreno) e até ao nível das máximas cheias, para garantir o bom escoamento das águas. Acima desse nível, os talhamares são truncados até se tornar o comprimento dos pilares igual à largura do tabuleiro."

"Os encontros são constituídos por grandes muros de suporte dos aterros de acesso à ponte."

Em relação ao processo construtivo, após a construção dos pilares e encontros, foi executado o tabuleiro por avanços sucessivos, tendo cada aduela 3.00m de comprimento. Junto aos encontros o tabuleiro foi realizado por cimbre ao solo. As forças mínimas para o pré-esforço definidas no projecto de execução valem 35MN sobre os pilares e 22MN a meio vão dos tramos centrais.

Na Figura 3.1 exibe-se uma vista sobre a parte central da ponte.



Figura 3.1 – Vista dos três vãos centrais.

A designação utilizada nesta dissertação para a denominação de pilares e encontros é a ilustrada na Figura 3.2.

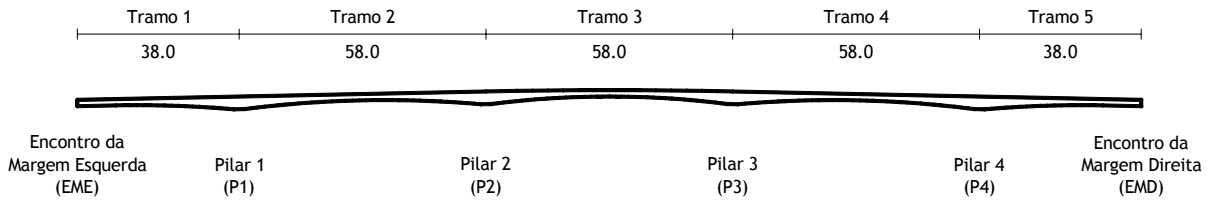


Figura 3.2 – Designação utilizada (alçado do tabuleiro).

Ainda antes da entrada em funcionamento da obra foi detectada fendilhação longitudinal na face inferior da laje superior. A causa principal desta fendilhação deveu-se à existência de um lapso numérico nos cálculos do projecto que se reflectiu numa insuficiente quantidade de armadura transversal na face inferior da laje superior.

Desde logo foram tomadas várias medidas, começando pela limitação do tráfego na ponte, proposta de soluções de reforço (que por diversos motivos nunca vieram a ser concretizadas) e posteriormente, após realização de um ensaio de carga à laje do tabuleiro em 04/08/1983, autorização da passagem a todo o tipo de tráfego.

Estando actualmente em estudo o reforço da laje superior do tabuleiro, e tendo já sido realizado um reforço experimental não se farão mais comentários específicos sobre a integridade estrutural da laje superior ao longo desta dissertação.

Em Fevereiro de 2005, numa deslocação de elementos do LABEST à ponte para avaliação do programa de monitorização do reforço experimental entretanto realizado, detectou-se fendilhação transversal nas almas. Sugeriu-se ao EP um levantamento exaustivo das fendas, assim como a avaliação das suas causas e consequências para a integridade estrutural. Ao longo dos Capítulos 3, 4 e 5 desta dissertação aborda-se o trabalho realizado no âmbito do protocolo EP-FEUP com vista ao estudo desta obra de arte.

3.3 INSPECÇÕES ANTERIORES

Antes da realização da inspecção propriamente dita procedeu-se à análise dos dados disponíveis no EP relativos às inspecções anteriores nesta ponte. Referem-se a seguir os principais resultados e conclusões de algumas das inspecções anteriores, tendo sido analisados os seguintes três relatórios:

- "Relatório de Inspecção" (Provisório), BETAR, Março 2006;

- "Ensaios não destrutivos ou pouco intrusivos realizados no tabuleiro da Ponte da Senhora da Guia, em Ponte de Lima", Relatório nº220/00, OZ Lda., Agosto 1998;
- "Laje Superior do Tabuleiro da Ponte de Nossa Senhora da Guia - Ensaios de Tracção directa – Pull Off", LABEST, Novembro 2003.

3.3.1 Inspecção visual e subaquática

A BETAR realizou, em Março de 2006, uma inspecção à infraestrutra e mesoestrutura com especial ênfase para as fundações e pilares da ponte (BETAR, 2006). Do relatório provisório consultado constataram-se os seguintes aspectos:

3.3.1.1 Zona não submersa

"Os pilares P2 e P4 apresentam, na zona emersa, fissuração horizontal de abertura variável entre 0.15 mm e 1.5 mm."

"Em seguida descrevem-se com mais detalhe as fissuras existentes em cada pilar."

"P1: Sem fissuração; Erosão do leito originando a exposição parcial do maciço de fundação, mas sem zonas de infraescavação."

"P2: Face direita: 0.45 mm no bordo e 0.15 mm na zona central; Face esquerda: 0.85 mm no bordo de montante, 0.45 mm no de jusante e 0.55 mm na zona central."

"P3: Sem fissuração."

"P4: Face direita: 0.2 mm no bordo de montante, 1.5 mm no bordo de jusante e 0.8 mm na zona central; Face esquerda: 1.5 mm no bordo de jusante, 0.2 mm na zona central e no bordo de montante."

3.3.1.2 Zona submersa

"Os pilares P2 e P3 sofreram uma intervenção anterior com o intuito de suprimir a infraescavação observada nos maciços de encabeçamento das estacas."

"Actualmente constata-se que houve uma interrupção imprevista dos trabalhos."

" No que diz respeito às restantes anomalias observadas nos pilares refere-se o seguinte:"

"P2: Erosão localizada a montante com cerca de 1.0 m de acréscimo em relação à profundidade das secções afastadas do pilar; Desvio numa das estacas prancha do lado esquerdo do pilar, permitindo a passagem de água para o interior da ensecadeira."

"P3: Erosão localizada a montante com cerca de 1.3 m de acréscimo em relação à profundidade das secções afastadas do pilar."

3.3.2 Ensaios não destrutivos

A OZ realizou para a STAP, em Agosto de 1998 e no âmbito do projecto Carboponte, um conjunto de ensaios não destrutivos na laje superior do tabuleiro: detecção de armaduras e medição de recobrimentos, ensaios esclerométricos, ensaios de ultra-sons e ensaios "Pull-Off". Em Novembro de 2003, o LABEST também realizou um conjunto de ensaios "Pull-Off", mas para avaliar a resistência da interface no reforço experimental por colagem exterior de compósitos. Apresentam-se a seguir os principais resultados encontrados.

A OZ efectuou ensaios em 6 zonas na face inferior da laje superior nos vãos 1, 2 e 3 na célula de montante (OZ, 1998). Em relação à detecção de armaduras, os resultados obtidos correspondem ao estabelecido no projecto, isto é, Ø10//0.20 transversalmente e Ø10//0.25 longitudinalmente. Quanto à medição dos recobrimentos, os valores médios variam entre 2.5 cm e 3.5 cm, embora não distingam as armaduras transversais das longitudinais. Os valores obtidos com o esclerómetro foram muito uniformes e conduziram a um valor médio da resistência superficial do betão de 62 MPa. Os ensaios de ultra-sons apresentaram velocidades médias de 3850 m/s e revelaram profundidades muito variadas para fissuras com aberturas semelhantes. Nos ensaios de "Pull-Off", obteve-se uma resistência à tracção média do betão de 2.7 MPa.

Em relação aos ensaios "Pull-Off" realizados pelo LABEST no 2º Vão da célula de montante, a resistência à tracção média do betão obtida foi de 2.7 MPa (LABEST, 2003).

3.4 INSPECÇÃO VISUAL AO TABULEIRO

O tabuleiro da ponte foi inspeccionado visualmente em Outubro de 2006, interiormente e mais tarde em Março de 2007, exteriormente. Nas subsecções seguintes consta o mapa de fendilhação do tabuleiro da ponte. Considera-se que todas as fendas têm abertura inferior ou igual a 0.1 mm, com excepção das assinaladas.

Em relação às fendas na laje superior, dada a maior dificuldade de levantamento e visto que estas se repetem longitudinalmente optou-se por executar o seu levantamento apenas em secções distantes de 6 m entre si. Portanto, apenas se apresenta um troço de um metro destas fendas nas referidas secções distantes de 6 m.

3.4.1 Inspecção ao interior do tabuleiro

Em relação ao interior do tabuleiro verificou-se que o tipo de fendas antes encontrado (fendas inclinadas) nas almas dos vãos 1 e 2 da célula de montante por técnicos do LABEST se estendiam por toda a ponte. A abertura das fendas é em geral inferior a 0.1 mm, sendo encontradas algumas com abertura superior. Na construção da ponte foram usados pequenos blocos pré-fabricados de betão inseridos na betonagem in situ para alojamento das ancoragens do pré-esforço. A fendilhação diagonal das almas do caixão do tabuleiro inicia-se em geral junto à ancoragem do pré-esforço dos avanços em consola.

Detectaram-se ainda na laje inferior algumas fendas transversais ao longo de toda a largura da laje cujo movimento de abertura e fecho se sente com o colocar de um dedo sobre a fenda, quando passam veículos pesados.

Apresenta-se nas subsecções seguintes o mapa de fendilhação devidamente acompanhado por várias fotografias para uma melhor percepção e interpretação da fissuração existente.

3.4.1.1 Alma de montante

As fotografias e mapa de fendilhação seguintes referem-se à alma de montante.

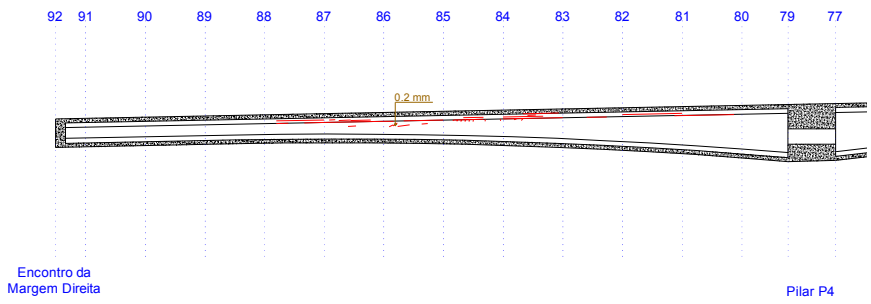


Figura 3.3 – Alma de montante - face de jusante, 5º vão.

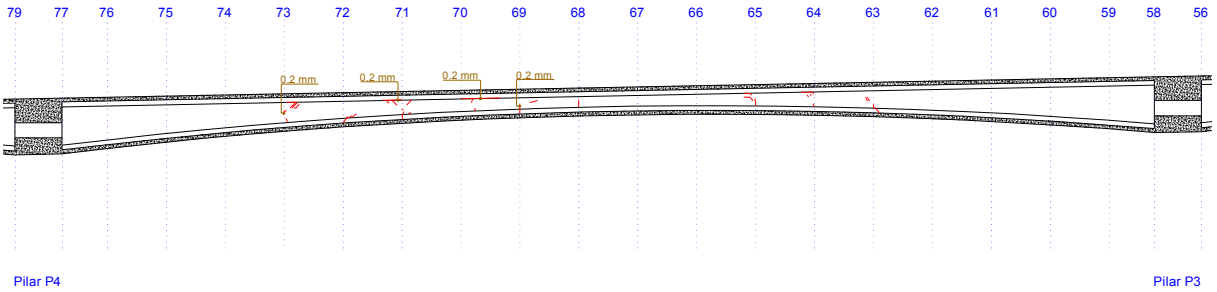


Figura 3.4 – Alma de montante - face de jusante, 4º vão.

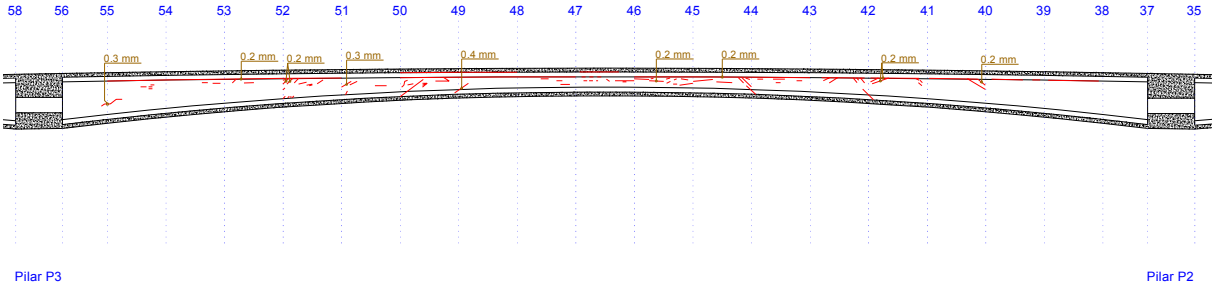


Figura 3.5 – Alma de montante - face de jusante, 3º vão.

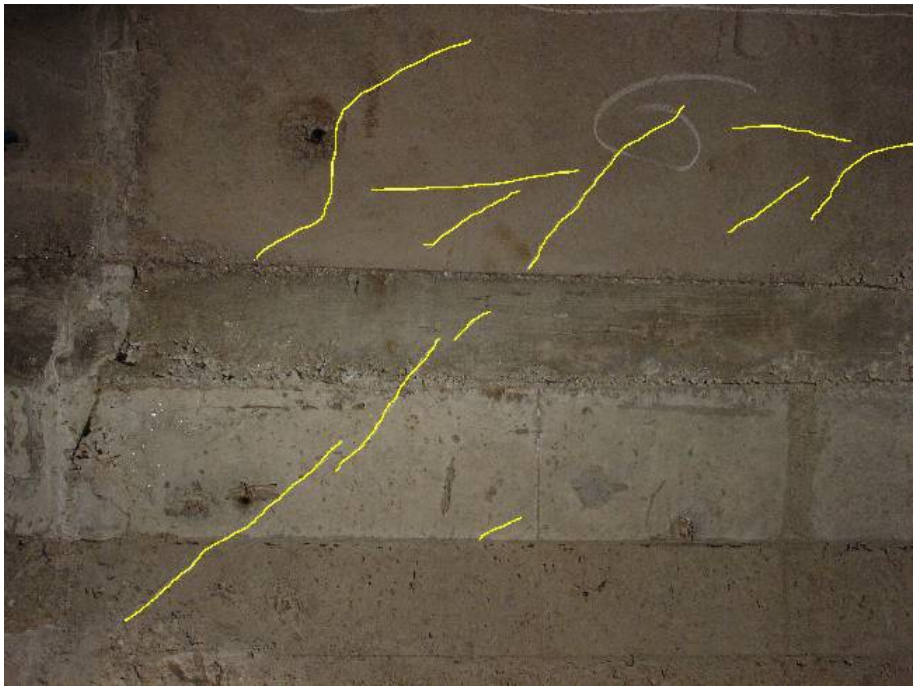


Figura 3.6 – Alma de montante - face de jusante, 3º vão: Fissuras entre as secções 50 e 49.

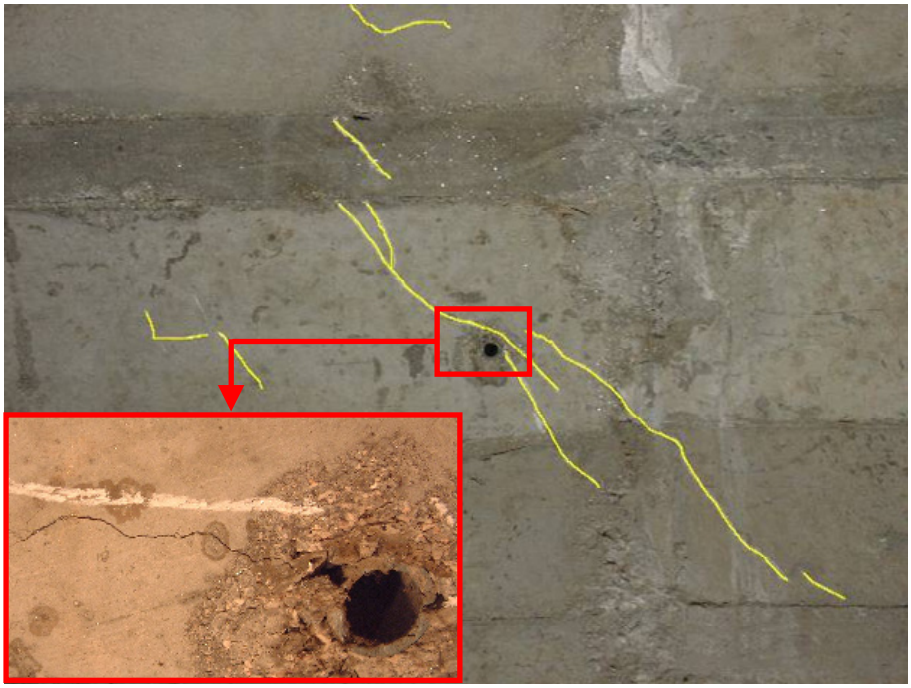


Figura 3.7 – Alma de montante - face de jusante, 3º vão: Fissuras na secção 44.

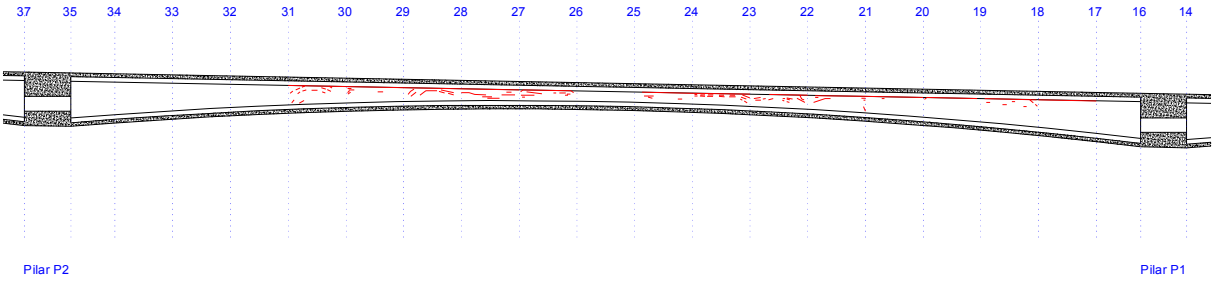


Figura 3.8 – Alma de montante - face de jusante, 2º vão.

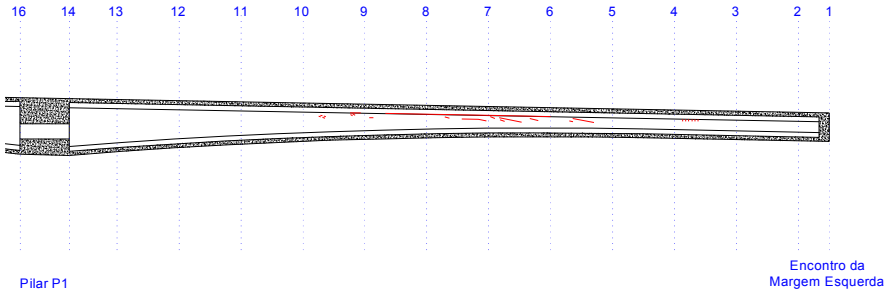


Figura 3.9 – Alma de montante - face de jusante, 1º vão.

3.4.1.2 Alma central - face montante

As fotografias e mapa de fendilhação seguintes referem-se à face de montante da alma central.

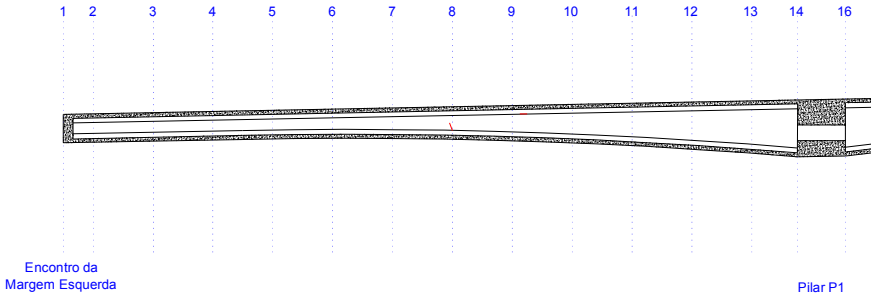


Figura 3.10 – Alma central - face de montante, 1º vão.

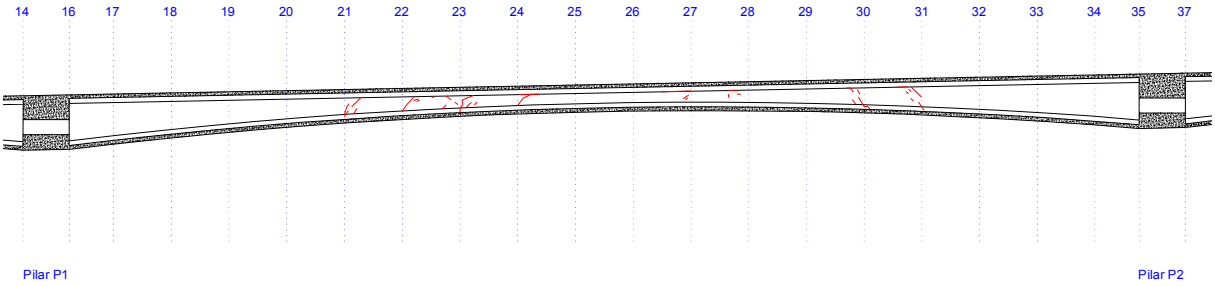


Figura 3.11 – Alma central - face de montante, 2º vão.



Figura 3.12 – Alma central - face de montante, 2º vão: Fissuras na secção 21.

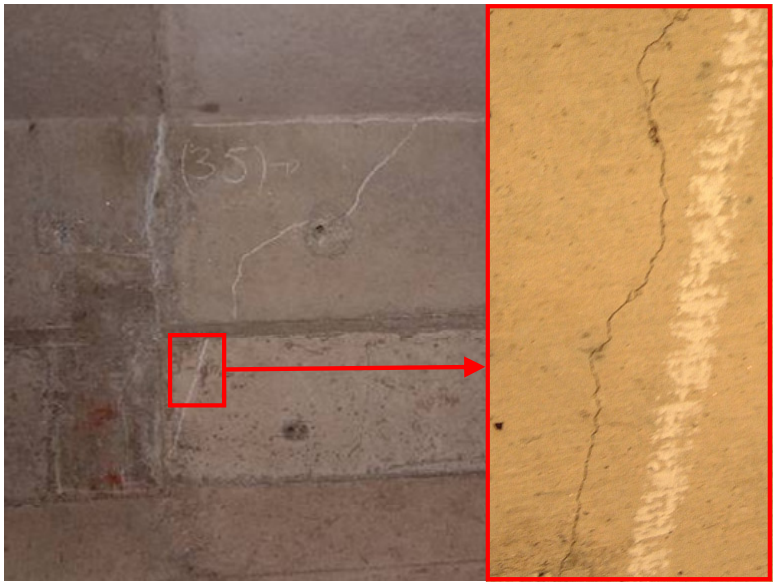


Figura 3.13 – Alma central - face de montante, 2º vão: Fissuras na secção 24.

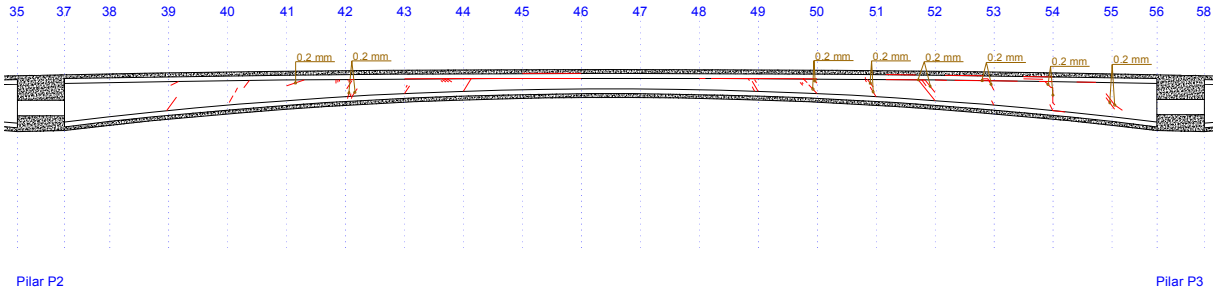


Figura 3.14 – Alma central - face de montante, 3º vão.



Figura 3.15 – Alma Central - Face de montante, 3º vão: Fissuras na secção 52.



Figura 3.16 – Alma central - face de montante, 3º vão: fissuras na secção 55.

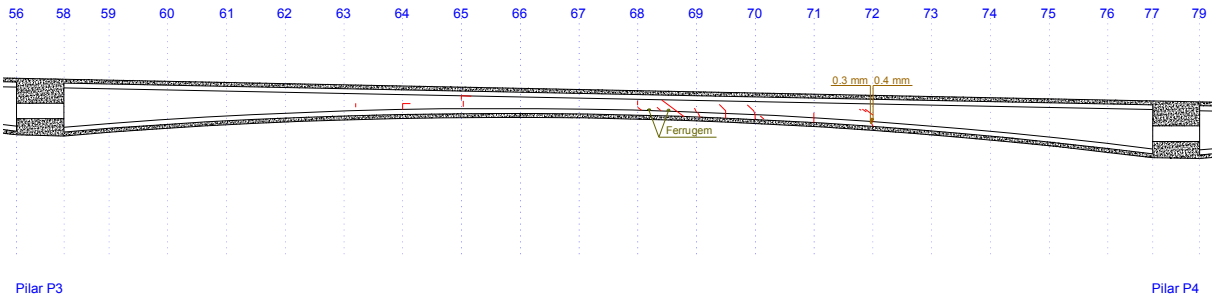


Figura 3.17 – Alma Central - face de montante, 4º vão.



Figura 3.18 – Alma central - face de montante, 4º vão: Fissuras entre as secções 68 e 69.

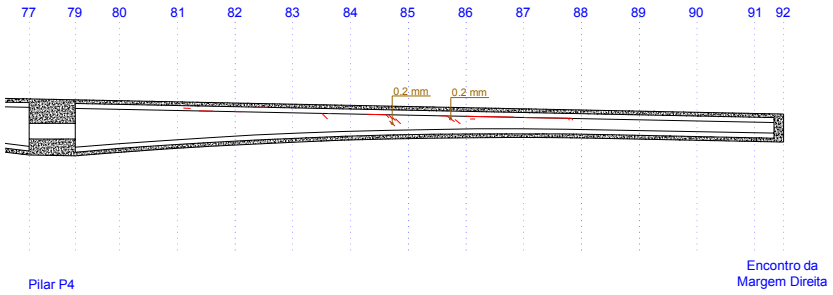


Figura 3.19 – Alma central - face de montante, 5º vão.

3.4.1.3 Alma central - face jusante

As fotografias e mapa de fendilhação seguintes referem-se à face de jusante da alma central.

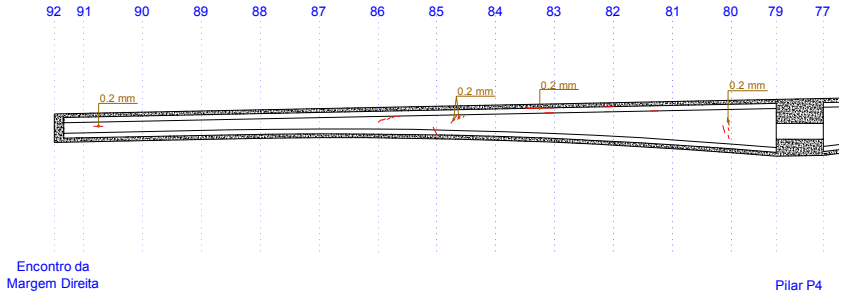


Figura 3.20 – Alma central - face de jusante, 5º vão.

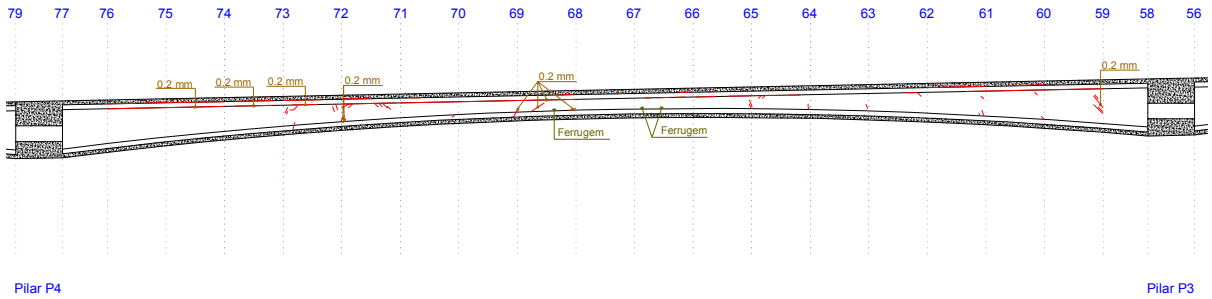


Figura 3.21 – Alma central - face de jusante, 4º vão.

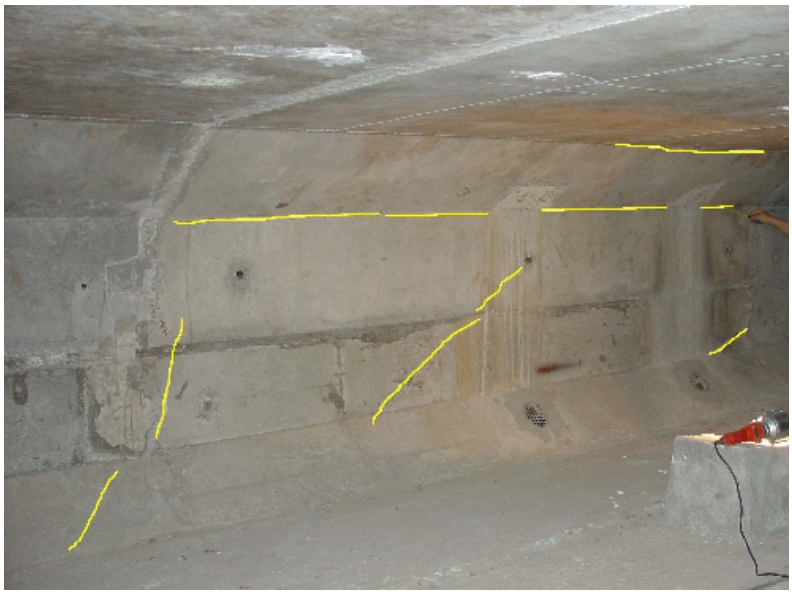


Figura 3.22 – Alma Central - face de jusante, 4º vão: Fissuras entre as secções 69 e 68.

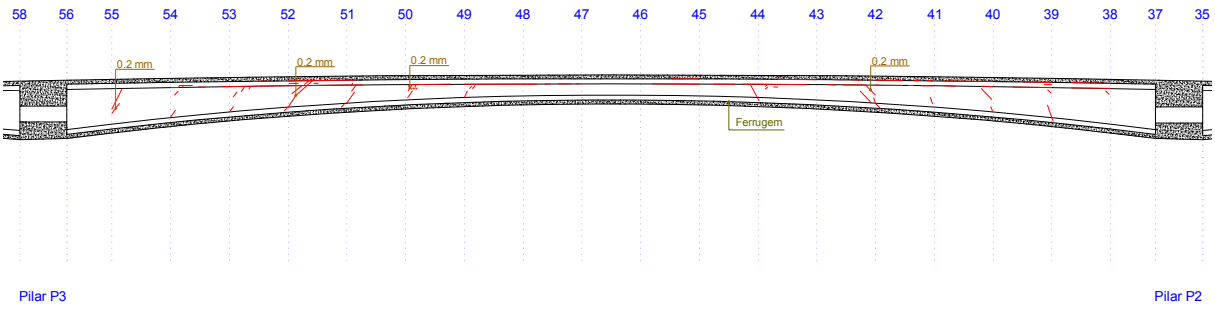


Figura 3.23 – Alma central - face de jusante, 3º vão.

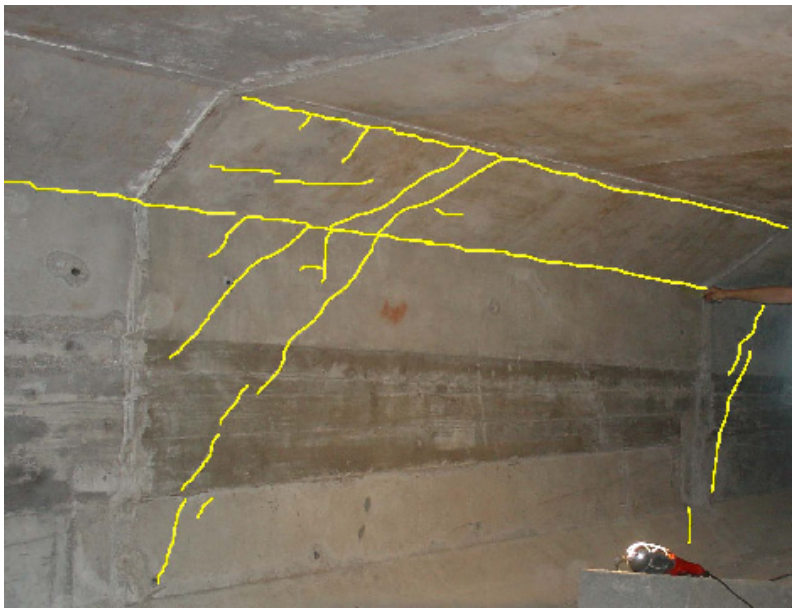


Figura 3.24 – Alma central - face de jusante, 3º vão: Fissuras entre as secções 52 e 51.



Figura 3.25 – Alma central - face de jusante, 3º vão: Fissuras entre as secções 50 e 49.

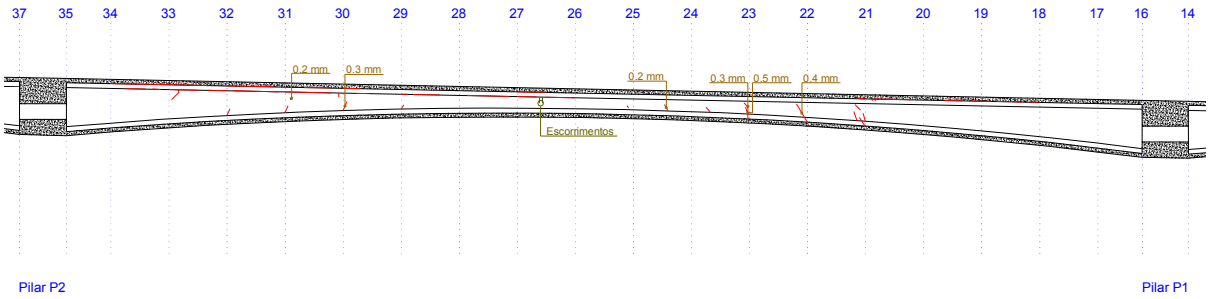


Figura 3.26 – Alma central - face de jusante, 2º vão.



Figura 3.27 – Alma central - face de jusante, 2º vão: Fissuras entre as secções 23 e 22.

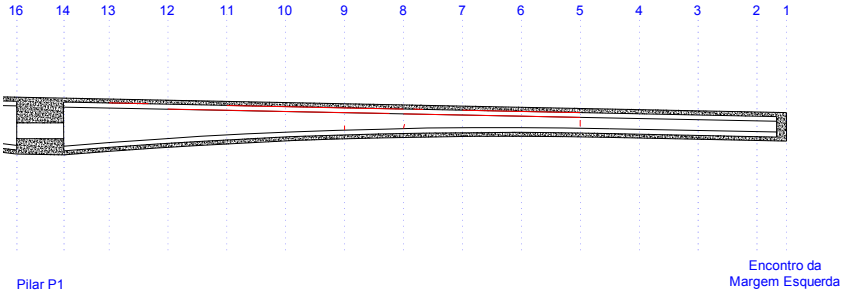


Figura 3.28 – Alma de montante - face de jusante, 1º vão.

3.4.1.4 Alma de jusante

As fotografias e mapa de fendilhação seguintes referem-se à alma de jusante.

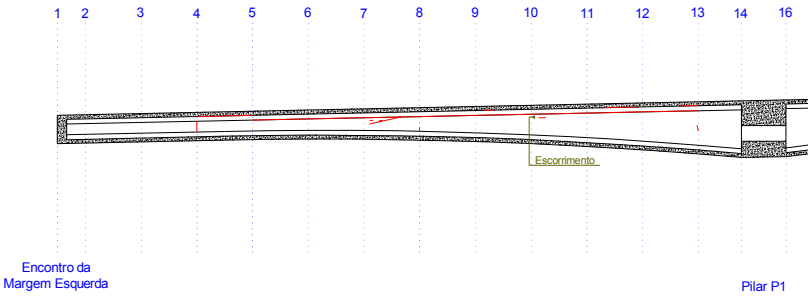


Figura 3.29 – Alma de montante - face de jusante, 1º vão.

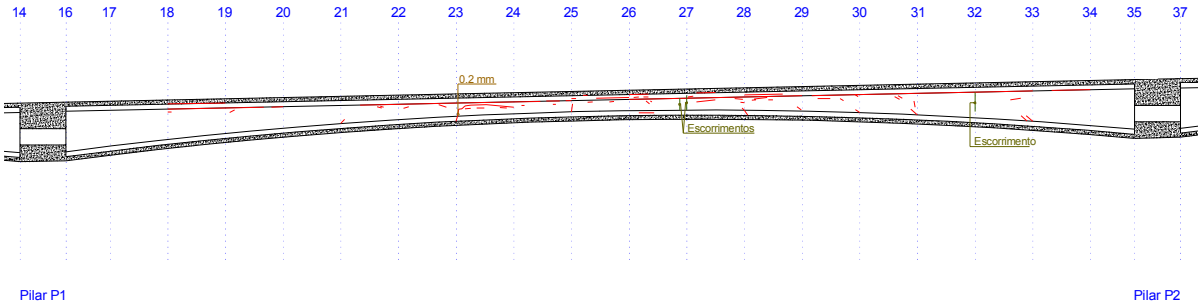


Figura 3.30 – Alma de montante - face de jusante, 2º vão.

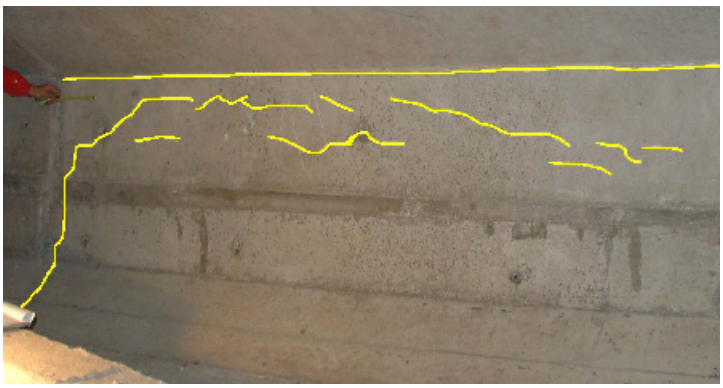


Figura 3.31 – Alma de jusante - face montante, 2º vão: Fissuras entre as secções 23 e 24.

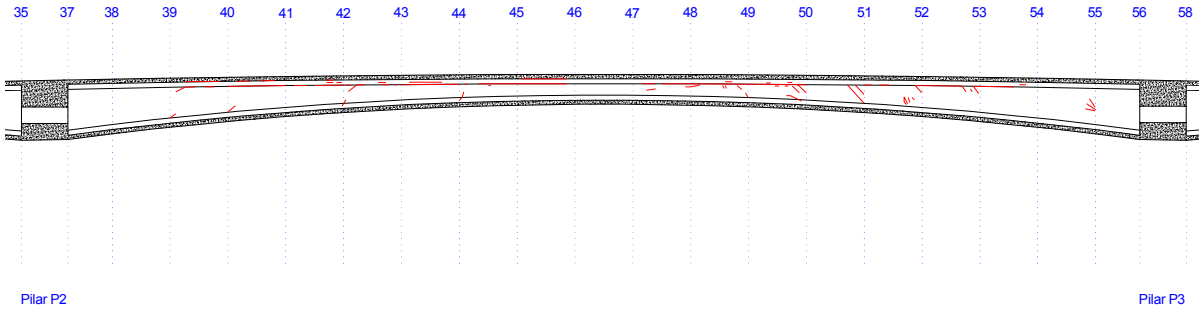


Figura 3.32 – Alma de montante - face de jusante, 3º vão.



Figura 3.33 – Alma de jusante - face montante, 3º vão: Fissuras entre as secções 50 e 51.

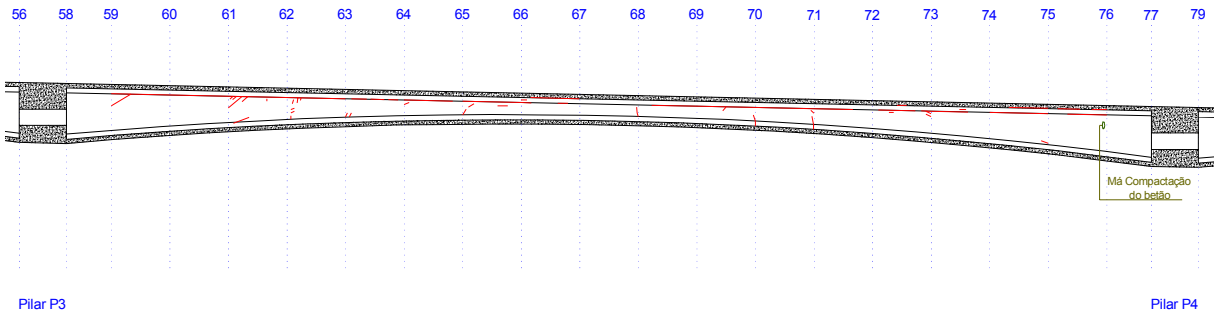


Figura 3.34 – Alma de jusante - face de montante, 4º vão.

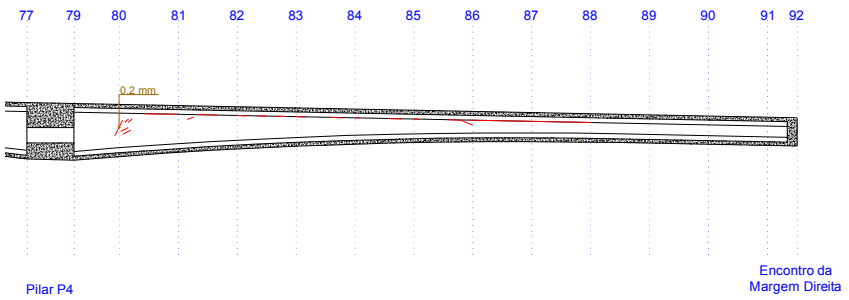


Figura 3.35 – Alma de jusante - face de montante, 5º vão.

3.4.1.5 Laje superior

As fotografias e mapa de fendilhação seguintes referem-se à laje superior.

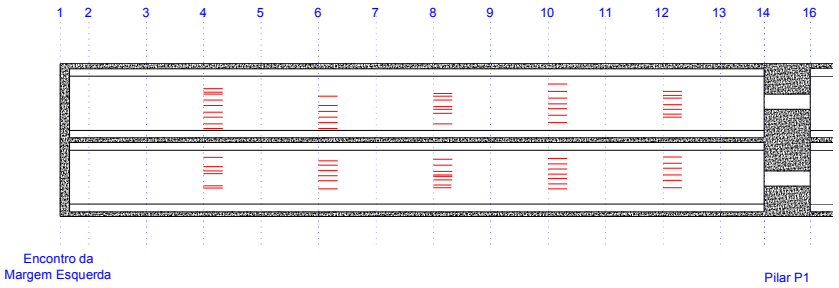


Figura 3.36 – Laje superior, 1º vão.

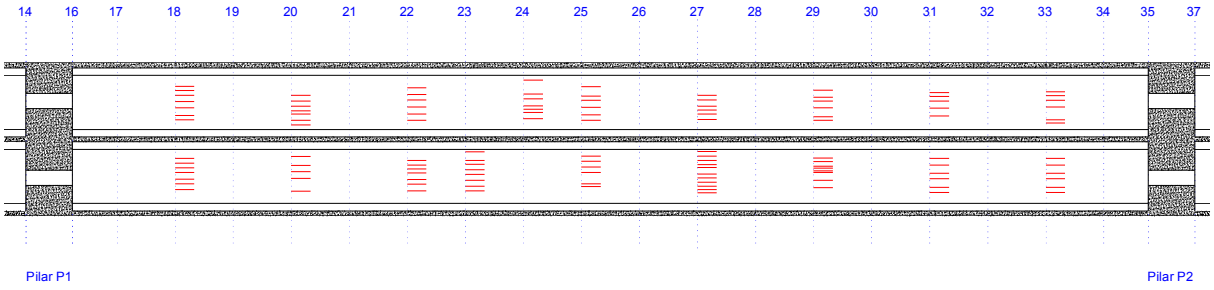


Figura 3.37 – Laje superior, 2º vão.



Figura 3.38 – Laje superior – célula de jusante, 2º vão: Fissuras entre as secções 18 e 20.

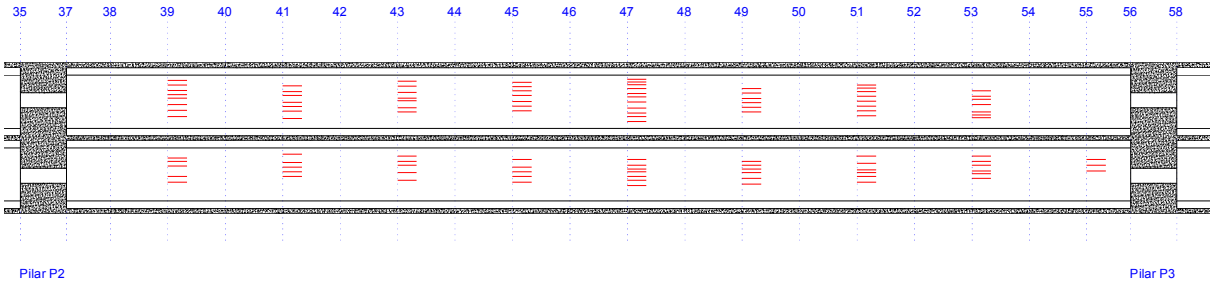


Figura 3.39 – Laje superior, 3º vão.

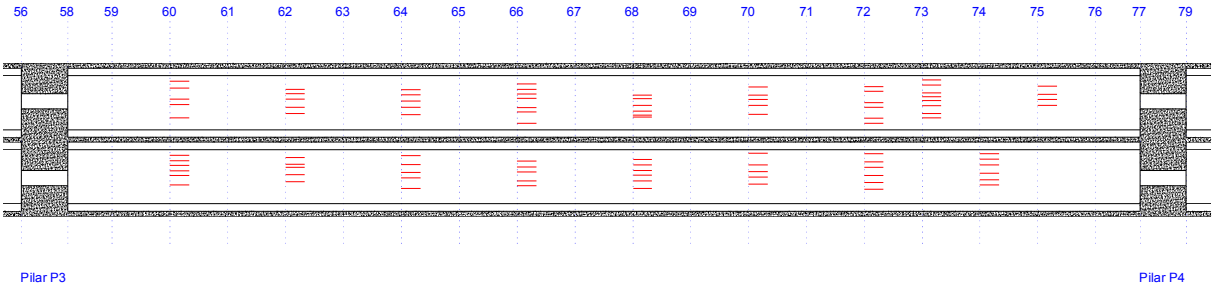


Figura 3.40 – laje superior, 4º vão.

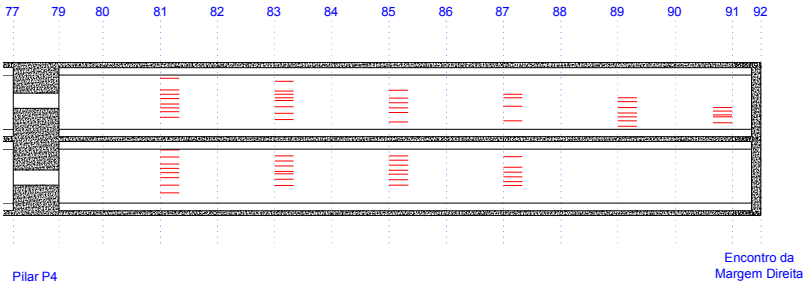


Figura 3.41 – Laje superior, 5º vão.

3.4.1.6 Laje inferior

As fotografias e mapa de fendilhação seguintes referem-se à laje inferior.

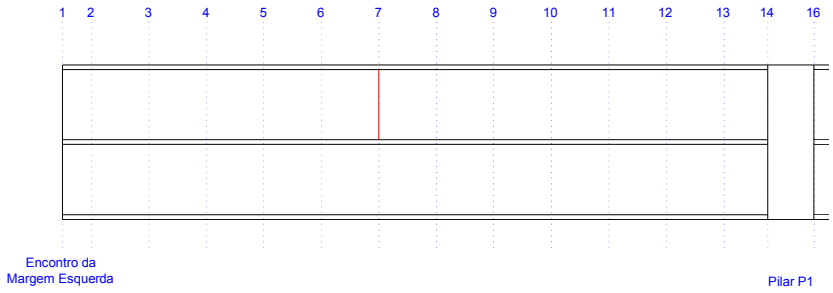


Figura 3.42 – Laje Inferior, 1º vão.

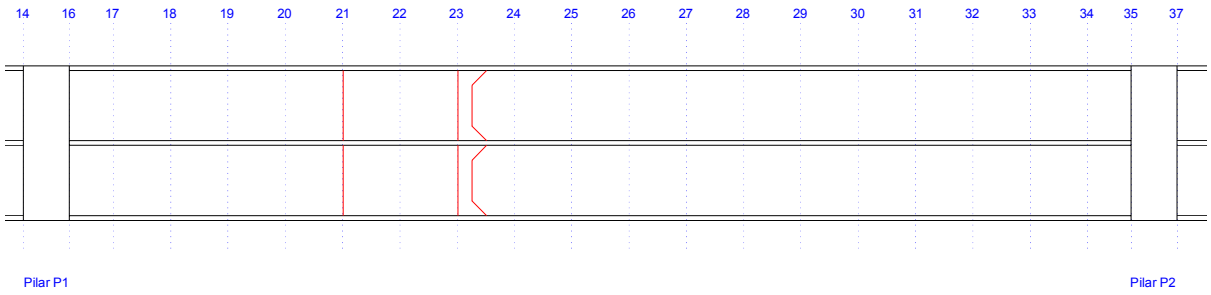


Figura 3.43 – Laje inferior, 2º vão.

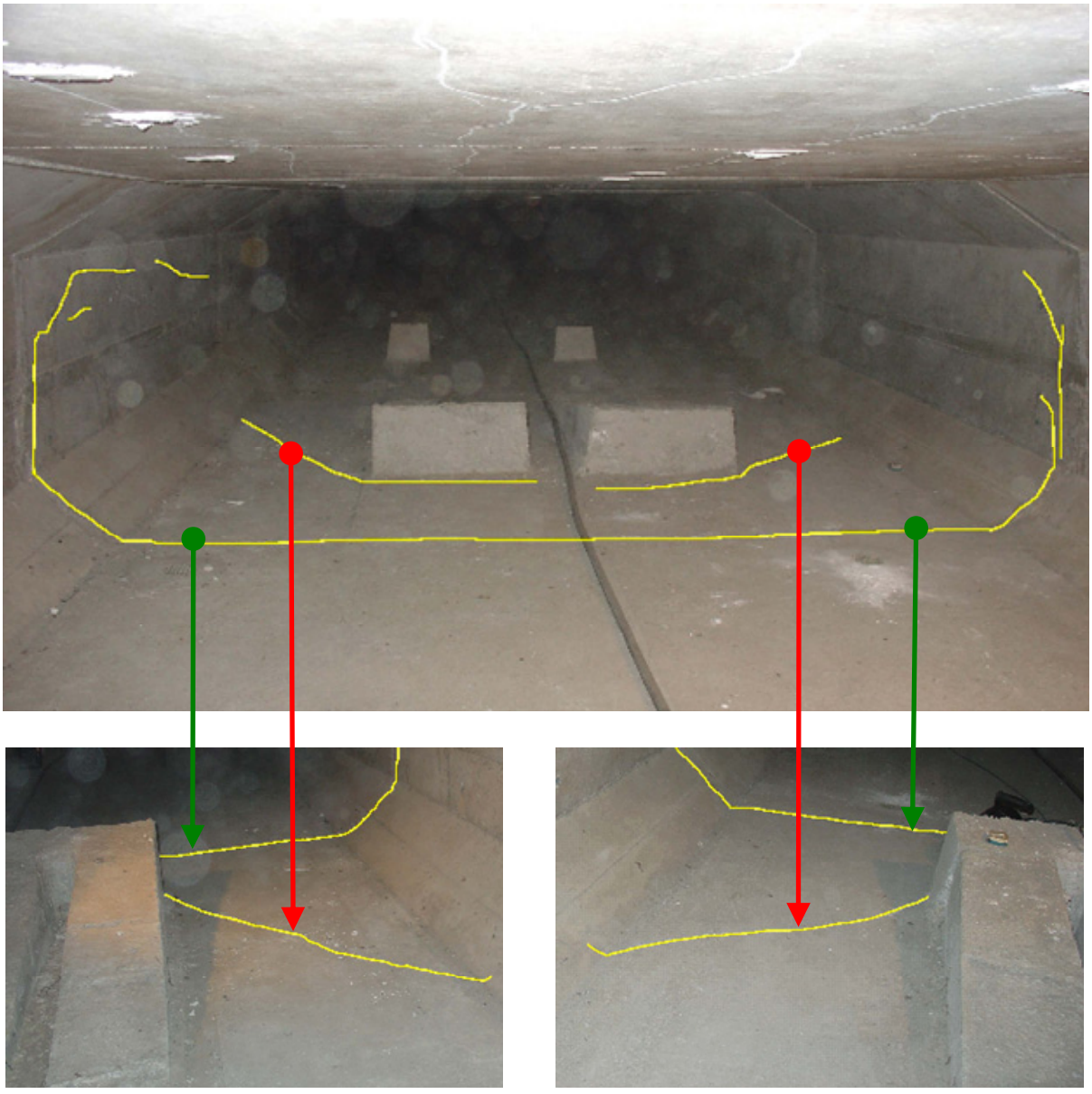


Figura 3.44 – Laje inferior – célula de jusante, 2º vão: Fissuras na secção 23 e entre a secção 23 e a 24.

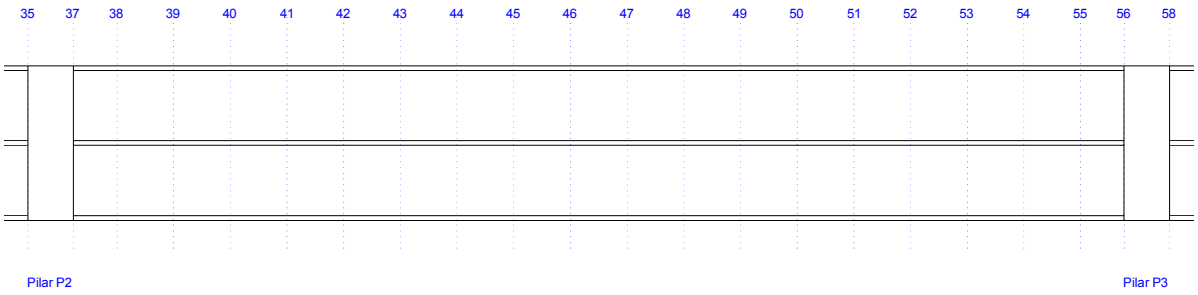


Figura 3.45 – Laje inferior, 3º vão.

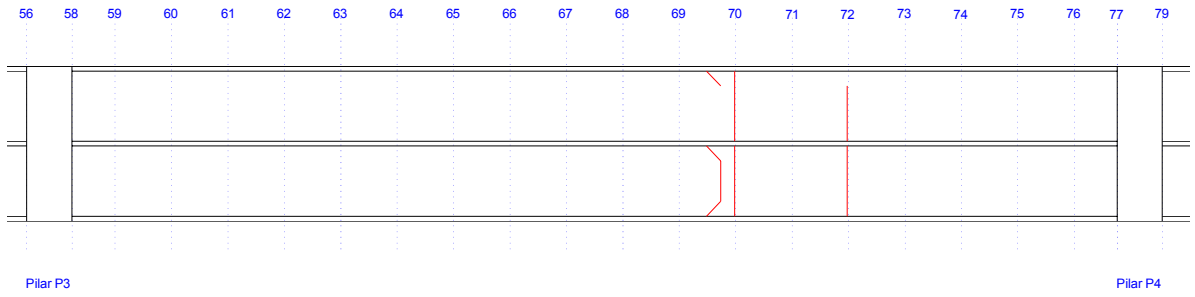


Figura 3.46 – Laje inferior, 4º vão.



Figura 3.47 – Laje inferior – célula de montante, 4º vão: Fissura entre as secções 69 e 70.

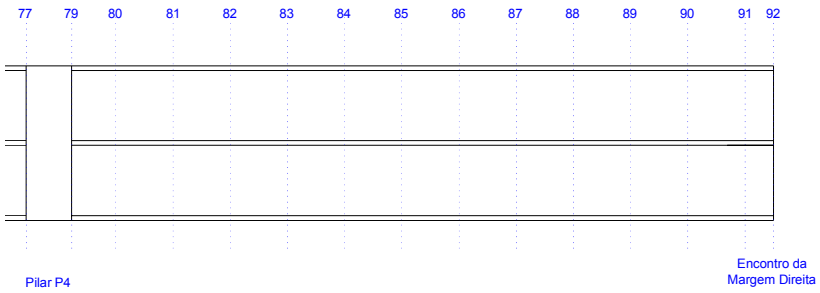


Figura 3.48 – Laje inferior, 5º vão.

3.4.2 Inspecção ao exterior do tabuleiro

A inspecção visual ao exterior do tabuleiro ocorreu com recurso a uma plataforma telescópica em bailéu (Figura 3.49) cuja plataforma de trabalho era extensível até 20 m. A laje inferior e as almas laterais do tabuleiro foram observadas desde a margem esquerda até à margem direita assim como as partes superiores dos pilares e encontros.



Figura 3.49 – Veículo de inspecção.

Em relação ao exterior do tabuleiro confirmaram-se as fendas inclinadas das almas, as fendas transversais na laje inferior e ainda se detectaram fendas longitudinais na laje inferior com uma extensão considerável.

Para cada um dos sub-componentes do tabuleiro observados anotam-se, de seguida, as principais observações encontradas. Tal como nas subsecções anteriores ilustram-se diversas fotografias relativas aos diversos problemas encontrados.

De referir que a detecção da fendilhação nas almas é mais difícil pelo exterior devido à maior distância de observação e excesso de luminosidade, enquanto na laje inferior a detecção da fendilhação pelo exterior é mais fácil porque as superfícies são lisas inferiormente e muito rugosas superiormente. Devido a estes aspectos a quantidade de fendas encontradas nas almas foi bastante inferior à quantidade de fendas encontradas aquando da realização da inspecção visual interior do tabuleiro. Já o inverso se passou na laje inferior uma vez que se encontraram novas fissuras que antes não tinham sido detectadas. Por este motivo, nas subsecções seguintes apenas se ilustra o mapa de fendilhação da laje inferior.

3.4.2.1 Alma de montante

A alma de montante apresenta um conjunto de indícios relativos à durabilidade da mesma que convém resolver. Foram encontrados vários varões à vista que se apresentam bastante corroídos, apareceram à superfície "ninhos" de aço, isto é, várias pontas de fios de aço que nunca foram cobertas por betão e portanto estão corroídas. Detectaram-se bastantes escorrimentos pontuais ao longo dos vários vãos.



a) "ninho" de aço na secção 19. b) escorrimentos na secção 25.

Figura 3.50 – Alma de montante - face de montante, 2º vão: Problemas de durabilidade.

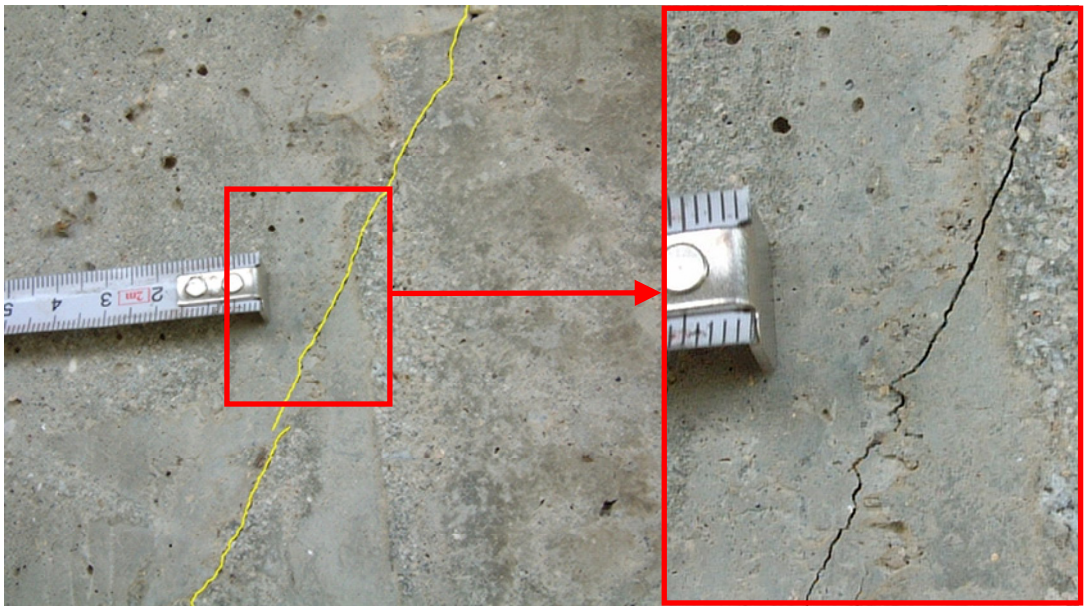


Figura 3.51 – Alma de montante - face de montante, 2º vão: Fissura na secção 22.

3.4.2.2 Alma de jusante

A alma de jusante exibe os mesmos problemas de fendilhação e de durabilidade (corrosão e escorrimentos) que a alma de montante.



Figura 3.52 – Alma de jusante - face de jusante, 1º vão: Varão à vista na secção11.

3.4.2.3 Laje inferior

Com a inspecção exterior à laje inferior percebeu-se que esta exibia mais deterioração que o esperado. Foram encontradas algumas estalactites resultantes dos escorrimentos provenientes das almas. Detectaram-se dois destacamentos de betão junto a dois dos buracos deixados pelo carrinho de avanços no 3º vão, o que se traduz numa espessura de laje bastante inferior nessa zona localizada.

A fendilhação detectada, devido à acção do pré-esforço, mostrou ser muito mais extensa que a detectada na inspecção visual interior. Encontraram-se fendas que antes não se tinham encontrado como as observadas no 3º vão e com elevada repetibilidade (transversal e longitudinal). Verificou-se que o tipo de fendilhação existente, de uma forma geral, corresponde a fendas distribuídas e típicas dos efeitos da acção do pré-esforço.

No 4º vão foram visualizados 3 cabos de pré-esforço junto a buracos de respiro. Dada a possível corrosão da secção transversal do cabo é fundamental saber de futuro qual o estado de conservação desses cabos nestas secções transversais, pois estes já se encontrarão assim desde a sua construção (quase 30 anos). Visualmente apenas se verifica que a bainha envolvente do cabo se apresenta corroída, mas o que está no seu interior não se consegue comprovar a olho nu.

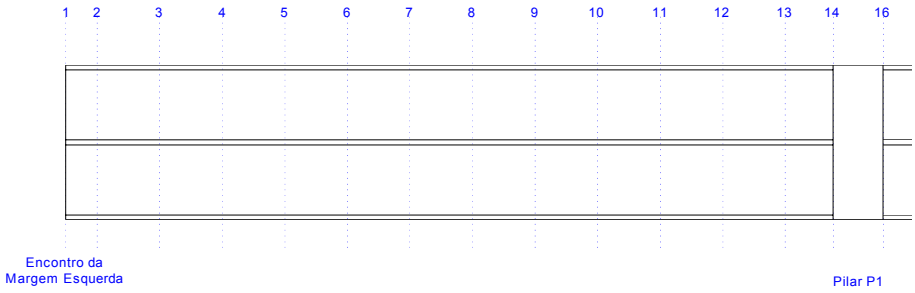


Figura 3.53 – Laje inferior, 1º vão.

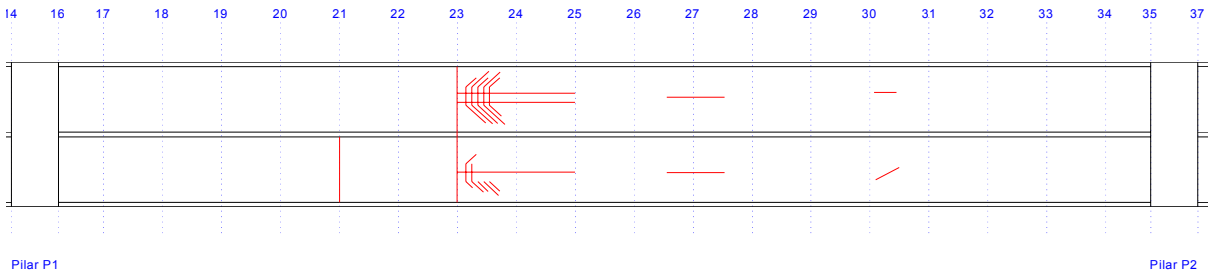


Figura 3.54 – Laje inferior, 2º vão.

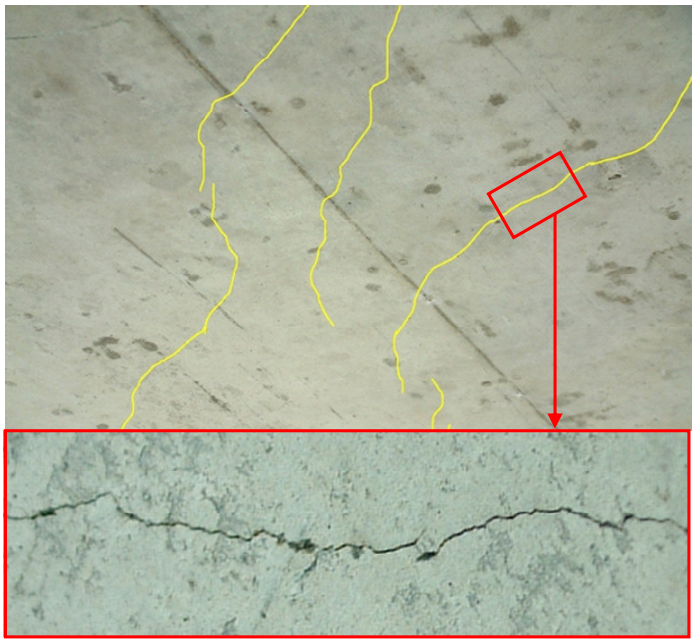


Figura 3.55 – Laje inferior - face inferior, 2º vão: Fissuras entre as secções 23 e 24.

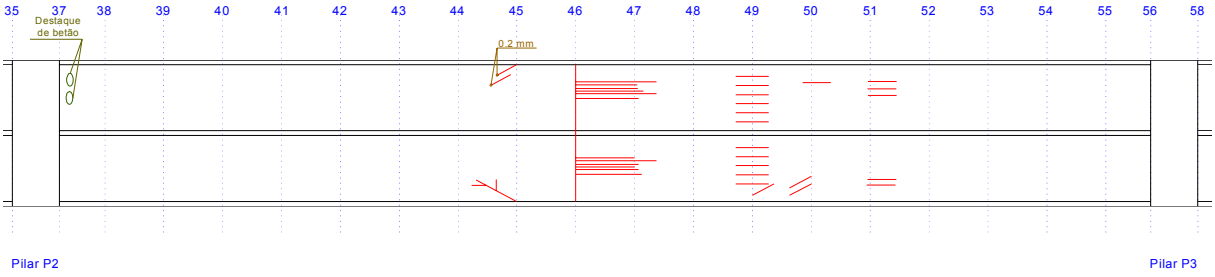


Figura 3.56 – Laje inferior, 3º vão.

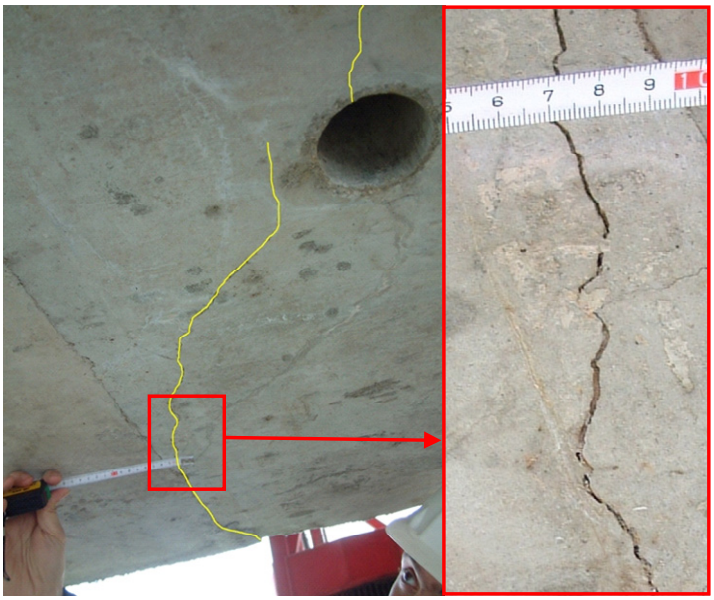


Figura 3.57 – Laje inferior - face inferior, 3º vão: Fissura junto à secção 45.

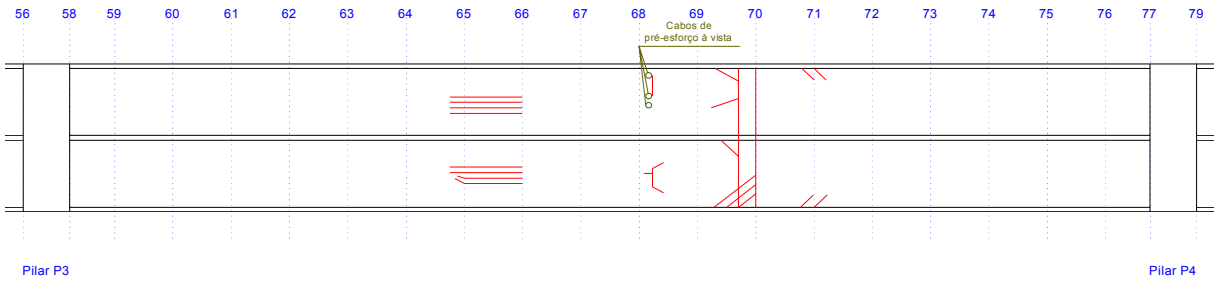


Figura 3.58 – Laje inferior, 4º vão.



Figura 3.59 – Laje inferior - face inferior, 2º vão: Cabo de pré-esforço à vista na secção 68.

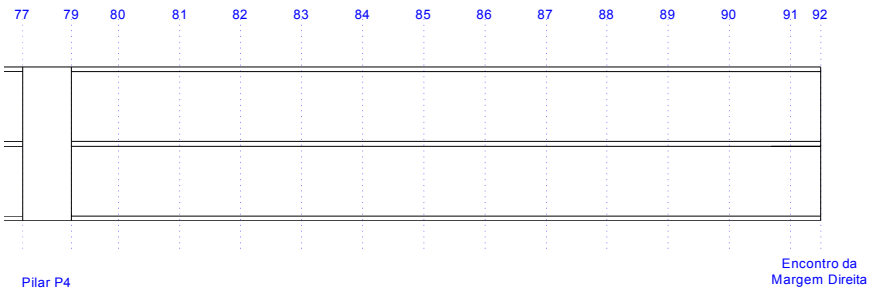


Figura 3.60 – Laje inferior, 5º vão.

3.5 INSPECÇÃO VISUAL AOS OUTROS COMPONENTES

3.5.1 Inspecção visual por componente

Expõem-se a seguir, por componente, as principais anotações registadas durante a inspecção visual aos outros componentes da obra de arte.

3.5.1.1 Obra de arte

A Obra de Arte evidencia um bom comportamento à passagem do tráfego, garantindo eficazmente essa sua função. Tal como se suspeitava, as almas apresentam fissuração em toda a ponte, cuja causa é alvo de análise nos Capítulos seguintes. Também foram detectadas fendas na laje inferior. Os restantes componentes, de um modo geral, apenas apresentam breves observações.

3.5.1.2 Muros testa e escadas de acesso

Os muros testa da margem esquerda apresentaram-se cobertos por uma vegetação intensa, pelo que foi difícil observar quaisquer danos. Na Figura 3.61 mostra-se a vegetação referida.



a) Montante b) Jusante

Figura 3.61 – Muro testa da margem esquerda.

Na margem direita, os muros testa apresentam um aspecto razoável, conforme exibido na Figura 3.62. Contudo existem pequenos aspectos a mencionar:

- Ligeira rotação dos muros testa em relação ao encontro, atingindo cerca de 2 cm no topo. Este facto não é preocupante, mas causou o destaque e fendilhação do betão assim como armadura à vista no topo das juntas entre o encontro e os muros testa;
- Tubos de queda danificados.

As escadas de acesso tanto na margem esquerda como na margem direita mostram um bom estado de conservação, com excepção dos guarda corpos.



a) Montante b) Jusante

Figura 3.62 – Muro testa da margem direita.

3.5.1.3 Encontros

A vegetação atrás referida estende-se por todo o encontro na margem esquerda (Figura 3.63 a)). O encontro da margem direita apresenta escorrimentos de água em larga escala (Figura 3.63 b)).

As respectivas mesas de apoio têm uma camada de detritos com cerca de 10cm tendo estes atingido a cota da base dos aparelhos de apoio. A existência desta camada de detritos levou ao aparecimento de vegetação também nas mesas de apoio.



a) Margem esquerda



b) Margem direita

Figura 3.63 – Aspecto geral dos encontros.



a) Margem esquerda



b) Margem direita

Figura 3.64 – Mesas de apoio.

3.5.1.4 Aparelhos de apoio

Todos os aparelhos de apoio se encontravam em bom estado de conservação. Nos encontros dos seis aparelhos de apoio visualizados (Figura 3.65 e Figura 3.66) apenas um deles se encontrava desprotegido, isto é, sem uma parte da borracha de protecção. Pela observação deste percebe-se que os seus elementos internos (borracha e placas de aço) se encontram em estado razoável, presumindo-se que os mesmos elementos dos outros aparelhos de apoio também o estejam. Os plintos, apresentam-se em bom estado. A chapa de embasamento inferior do aparelho de apoio de jusante do encontro da margem direita apresenta-se corroída lateralmente.



a) Montante



b) Centro



c) Jusante

Figura 3.65 – Aparelhos de apoio do encontro da margem esquerda.



a) Montante b) Centro c) Jusante

Figura 3.66 – Aparelhos de apoio do encontro da margem direita.

Os aparelhos de apoio do Pilar P1 e P4 encontravam-se distorcidos. Este facto pode estar relacionado com a relativa baixa temperatura no momento da inspecção relativamente à média anual que levaria a um contracção do tabuleiro.



a) Montante b) Centro c) Jusante

Figura 3.67 – Aparelhos de apoio do pilar P1.



a) Montante b) Centro c) Jusante

Figura 3.68 – Aparelhos de apoio do pilar P2.



a) Montante b) Centro c) Jusante

Figura 3.69 – Aparelhos de apoio do pilar P3.



a) Montante b) Centro c) Jusante

Figura 3.70 – Aparelhos de apoio do pilar P4.

3.5.1.5 Apoios intermédios

Todos os pilares apresentaram um estado razoável, registando-se apenas algumas notas:

- O pilar P1 apresenta uma armadura à vista 2.0 m acima do solo na face virada para o Encontro da Margem Esquerda (Figura 3.71 a)). Na Face virada para o Pilar P2, avista-se a parte superior do maciço de fundação;
- À volta do pilar P2 existe uma ligeira escavação, sendo a cota do fundo nesta zona cerca de 2 m inferior à restante. Existe uma obra de reforço da fundação deste pilar que se encontra inacabada (Figura 3.71 b));
- O pilar P3 apresenta as mesmas observações do pilar P2;
- O pilar P4 exibe algumas manchas com a tonalidade rosa na parte superior da face virada para o pilar P3 e na face oposta a cerca de 1.0 m de altura. Assinala-se ainda a presença de uma fenda desde o centro do pilar até à extremidade de jusante em ambas as faces, cuja abertura máxima a jusante atinge os 2 mm (Figura 3.71 d)).

Durante o processo construtivo por avanços sucessivos foram utilizados cabos de pré-esforço a ligar o tabuleiro aos pilares para evitar o desequilíbrio do tabuleiro (na altura em que é consola). Estes cabos foram cortados, mas não foram devidamente protegidos pelo que se apresentam corroídos (Figura 3.72 a)) logo em risco de causarem fissuração nos topos dos pilares. Junto a alguns destes troços de cabo em corrosão já se observa fendilhação vertical (Figura 3.72 b)) na face do pilar junto ao topo.



a) Pormenor pilar P1



b) Vista em planta do pilar P2



c) Vista em planta do pilar P3



d) Pormenor do pilar P4

Figura 3.71 – Pilares.



a) Cabos desprotegidos



b) Fendilhação vertical

Figura 3.72 – Topo do Pilar P2.

Entre os pilares P3 e P4 existe uma plataforma formada por enrocamento (possivelmente criada para acesso à obra de reforço da fundação do Pilar P3) que impede a passagem da água entre estes pilares para situações normais de corrente. Em consequência existe uma erosão maior do leito do rio entre P1 e P2 e entre P2 e P3. Daí o desgaste do terreno natural à volta de P1 referenciado atrás.

3.5.1.6 Cornijas

As cornijas apresentaram-se em bom estado encontrando-se apenas um pouco sujas e com musgo na parte superior (Figura 3.73).



Figura 3.73 – Aspecto das cornijas.

3.5.1.7 Guarda corpos

Os guarda corpos recentemente pintados estão em bom estado de um forma geral. Localmente registam-se algumas anotações:

- Algumas juntas de dilatação encontram-se abertas (Figura 3.74 a));
- Destaque de betão na ligação do tabuleiro às escadas de acesso (Figura 3.74 b));
- As peças metálicas que ligam o corrimão à grade na escada de acesso apresentam muita ferrugem e estão bastante corroídos (Figura 3.74 c)). Isto acontece porque estas peças são abertas superiormente e fechadas inferiormente acumulando por isso água.



a)



b)



c)

Figura 3.74 – Guarda corpos.

3.5.1.8 Drenagem

As gárgulas não possuem tubos de queda, verificando-se em consequência a existência de eflorescências e manchas de humidade nas zonas próximas destas. Existem pontualmente na superfície de betão mais zonas com estes fenómenos, associados a furos da cofragem. A causa destas infiltrações é desconhecida pelo que importa conhecer a sua origem, para tratamento do problema. A drenagem da via aparenta estar desobstruída.

3.5.1.9 Passeios

Os passeios apresentam-se em bom estado (Figura 3.75).



Figura 3.75 – Faixa de rodagem (vias e passeios).

3.5.1.10 Revestimento da via

O revestimento da via encontra-se muito rugoso, bastante desgastado, com grande quantidade de agregado à vista em relação a um pavimento novo causando vibrações desnecessárias à estrutura. Existem alguns buracos no mesmo.

3.5.1.11 Juntas de dilatação

As juntas de dilatação são relativamente recentes e encontram-se em bom estado (Figura 3.76). A camada de transição é demasiado curta e está a uma cota diferente do pavimento o que leva a que cada veículo que passe transmita uma pequena pancada à ponte.



a) Margem esquerda b) Margem direita

Figura 3.76 – Juntas de dilatação.

3.5.2 Considerações sobre os outros componentes

De acordo com o que foi referido nas subsecções anteriores foi nesta fase, ainda antes de avaliação da segurança do tabuleiro da ponte, recomendada a realização das seguintes obras ligeiras:

- Corte e limpeza da vegetação existente nos muros testa e encontro da margem esquerda do Rio Lima, mesmo que tal acção possa empobrecer ligeiramente a beleza natural do local;
- Tapamento das armaduras à vista nos muros testa da margem direita após correcto tratamento da armadura e betão envolvente;
- Arranjo dos tubos de queda nestes mesmos muros;
- Limpeza das mesas de apoio e colocação de caleiras em ambos os encontros;
- Colocação da protecção de borracha em falta no aparelho de apoio central do encontro da margem esquerda;
- Tapamento da armadura à vista após correcto tratamento da armadura e betão envolvente no Pilar P1;

- Colocação de enrocamento do Pilar P1 de modo a cobrir a parte do maciço de fundação à vista;
- Conclusão das obras de reforço nos pilares P2 e P3. Colocação de enrocamento à volta destes pilares para atenuar o abaixamento existente à volta destes;
- Fechamento das fissuras existentes nos pilares P2 e P4;
- Remoção da plataforma existente entre os pilares P3 e P4;
- Colocação em todas as gárgulas do tabuleiro sem tubo de queda de um pequeno trecho de tubo de queda para orientação da água na vertical evitando-se assim muitos dos escorrimentos;
- Substituição nos guarda corpos das peças de ligação do corrimão à grade que se encontram danificadas;
- Ligação adequada, quando não exista, entre os vários guarda corpos nas juntas de dilatação;
- Arranjo / substituição do revestimento da via assim como das aproximação à ponte. Nesta obra convém eliminar os referidos desníveis entre a junta de dilatação e o pavimento;
- Arranjo dos marcos de iluminação vandalizados e colocação do marco em falta junto à margem direita.

3.6 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

As zonas onde se realizaram ensaios não destrutivos estão ilustradas na Figura 3.77. As zonas Z_1, Z_2 e Z_3 referem-se à alma central face de jusante. A zona Z_4 reporta-se à alma central face de montante, enquanto a zona Z_5 à laje inferior da célula de montante.

3.6.1 Ensaio à compressão de carotes de betão

As carotes foram extraídas das zonas Z_5, Z_6 e Z_7 tendo sido retiradas em cada uma destas zonas duas amostras. Após a rectificação estas foram medidas, pesadas e ensaiadas à compressão axial em laboratório. Na Tabela 3.1 resumem-se os resultados obtidos.

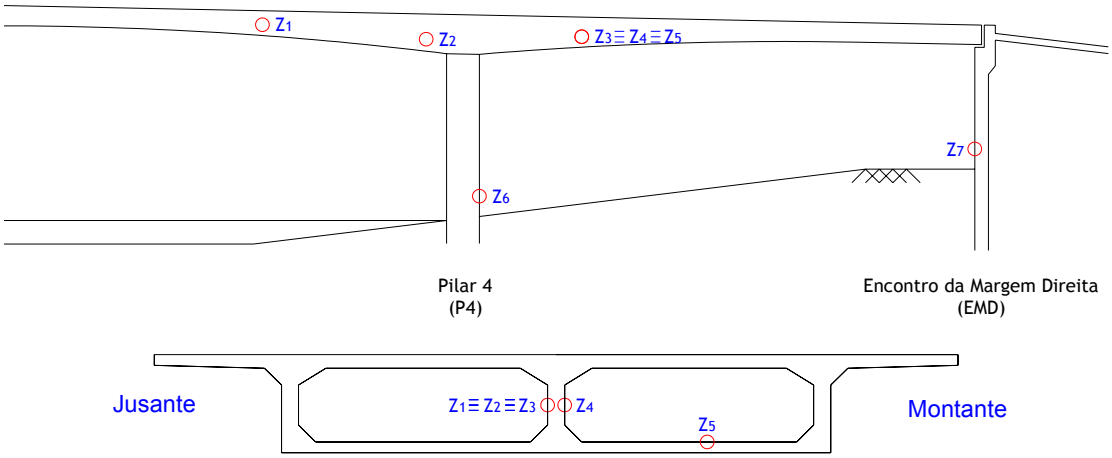


Figura 3.77 – Zonas analisadas.

Tabela 3.1 – Resultado dos ensaios à compressão do betão.

Zona	f_c [MPa]
Tabuleiro (Z_5)	41.8
	40.2
Pilar P4 (Z_6)	32.1
	34.0
Encontro (Z_7)	42.5
	56.2

3.6.2 Ensaio à tracção de armaduras

As armaduras foram retiradas nas zonas Z_6 e Z_7. Na zona Z6 foi extraído 1.60 m de varão Ø10, enquanto na Zona Z_7 foi retirado 0.80 m de varão Ø12 e 0.80 m de varão Ø20. Com estes exemplares, obtiveram-se 4 amostras de Ø10, 2 de Ø12 e 2 de Ø20. A escolha destes diâmetros deveu-se ao facto das armaduras presentes no tabuleiro serem maioritariamente de Ø10 e Ø12. Na Tabela 3.2 resumem-se os resultados obtidos.

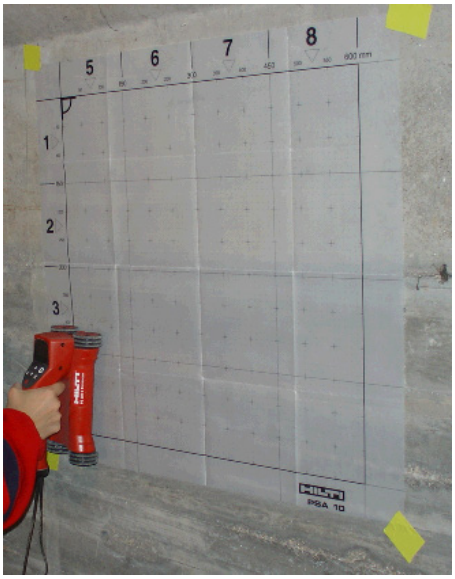
Tabela 3.2 – Resultado dos ensaios à tracção das armaduras.

Varão	f_y [MPa]	f_t [MPa]
Ø10	468.6	564.3
	490.7	572.2
	455.7	567.3
	480.7	576.1
Ø12	469.8	575.3
	505.1	575.7
Ø20	417.1	708.6
	410.3	705.4

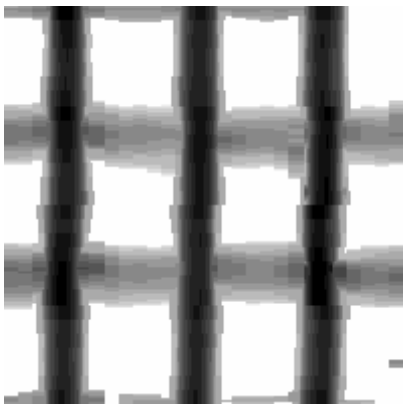
3.6.3 Detecção de armaduras

A detecção de armaduras (Figura 3.78) consistiu na identificação de varões e na determinação do seu recobrimento e diâmetro através da utilização de um aparelho electromagnético (pacómetro). Neste trabalho foi utilizado o *PS 200 Ferroscan System* da *Hilti*.

Foram analisadas seis zonas das indicadas na Figura 3.77 (Z_1, Z_2, Z_3, Z_4, Z_6 e Z_7). A área de análise por zona foi um quadrado de 0.60 x 0.60 m^2. Em cada uma das zonas constatou-se que a armadura existente correspondia à armadura presente no projecto. Na Tabela 3.3 apresentam-se os resultados obtidos.



a) Levantamento na zona Z_4



b) Resultado para a zona Z_6

Figura 3.78 – Detecção de armaduras.

Tabela 3.3 – Resultados da detecção de armaduras.

Varão	D_{vert} [mm] D_{hor} [mm]	c_{vert} [mm] c_{hor} [mm]	e^*_{vert} [cm] e^*_{hor} [cm]
Z_1	10	43	12.5
	12	52	25
Z_2	10	43	15
	12	55	25
Z_3	12	36	15
	12	48	30
Z_4	10	22	15
	12	37	25
Z_6	16	72	20
	10	61	30
Z_7	20	50	15
	12	68	20

D – diâmetro da armadura

c – recobrimento médio da armadura

e^* – espaçamento médio da armadura

Nas zonas Z_6 e Z_7 houve a confirmação dos resultados apresentados na Tabela 3, dado que também foram nessas zonas que se extraíram as armaduras.

3.6.4 Ultra-sons

Em função da velocidade de propagação é possível estimar algumas propriedades do betão, através das leis da elasticidade e das leis de propagação de ondas num corpo rígido. O módulo de elasticidade do betão é estimado apenas em função da velocidade de propagação das ondas. Já para a estimativa da resistência à compressão do betão é necessário conhecer também o valor do índice esclerométrico.

Utilizando o método indirecto foram analisadas as 3 zonas correspondentes à face de jusante da alma central (Z_1, Z_2 e Z_3) com um aparelho de ultra-sons da marca *Proceq* (modelo *TICO*).

Os resultados da Tabela 3.4 resumem as médias das medições efectuadas e os resultados das estimativas realizadas. Dado que os valores obtidos para o índice esclerométrico foram elevados,

não foi possível estimar directamente a resistência à compressão, uma vez que os diagramas existentes no manual do equipamento são limitados. Assim, os resultados apresentados para este parâmetro resultam de extrapolações dos referidos diagramas, pelo que os valores apresentados são apenas indicativos.

Tabela 3.4 – Resultados dos ultra-sons e estimativas das propriedades do betão.

Varão	V_{med} [m/s]	E [GPa]	f_c [MPa]
Z_1	3930	28	36
Z_2	4180	31	39
Z_3	4213	33	41

3.6.5 Esclerómetro

Os resultados médios obtidos com o esclerómetro (da *Proceq*), em cada zona estão ilustrados na Tabela 3.5. Contudo, convém ter sempre presente que os resultados obtidos com o esclerómetro apenas caracterizam bem o betão superficial, podendo por isso, os seus resultados não corresponder à globalidade do betão.

Tabela 3.5 – Resultados do esclerómetro e estimativa da resistência à compressão do betão.

Varão	R_{med}	f_c [MPa]
Z_1	53	55
Z_2	52	54
Z_3	56	58
Z_6	41	36
Z_7	42	37

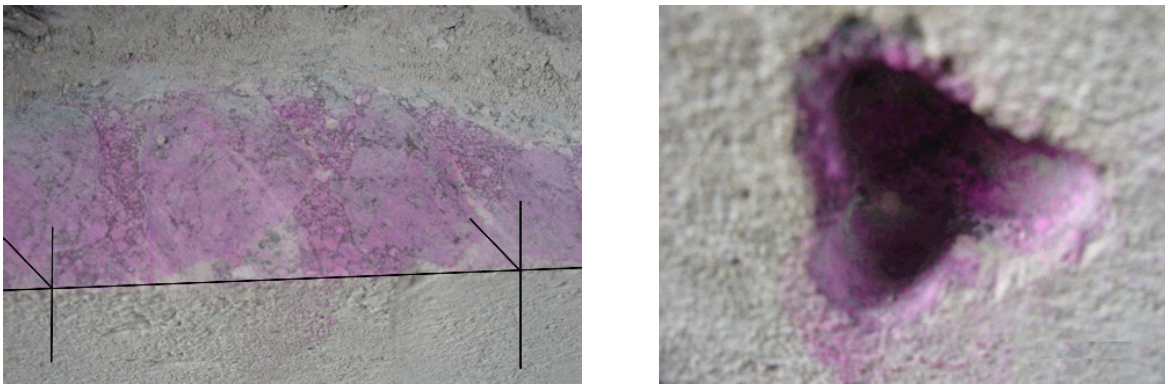
3.6.6 Profundidade de carbonatação

A profundidade de carbonatação determina-se através da medição da distância do local em que o betão muda de cor até à superfície exterior, após este ter sido aspergido por indicadores químicos.

O indicador usado foi a fenolftaleína. Neste caso, se o betão permanecer incolor poderá indicar que o *pH* é inferior a 9.2 e, portanto já terá ocorrido a carbonatação, uma vez que o betão

corrente não carbonatado apresenta um *pH* superior a 12. No caso do betão ficar violeta, o *pH* será superior a 9.2 e a carbonatação não se verifica.

Os resultados obtidos nas zonas Z_6 e Z_7 indicam a presença muito reduzida de carbonatação uma vez que este permaneceu violeta desde a superfície, conforme mostra a Figura 3.79.



a) Superfície horizontal b) Buraco

Figura 3.79 – Determinação da profundidade de carbonatação.

3.6.7 Teor em cloretos

Com recurso ao ensaio RCT, *Rapid Chloride Test*, é possível medir a quantidade ácida solúvel de cloretos no betão. Este método baseia-se na medição da diferença de potencial eléctrico entre um líquido de referência (eléctrodo clorídrico calibrado) e a mistura de pó de betão com um líquido apropriado. A diferença de potencial é directamente relacionada com a quantidade de cloretos presente no betão através de correlações empíricas.

O teor crítico de concentração de cloretos a partir do qual se verifica a despassivação das armaduras é 0.4 % da massa de cimento.

Foram retiradas algumas amostras de pó de betão a 0.5, 1.0, 1.5 e 2.0 cm de profundidade da superfície do betão nas zonas Z_6 e Z_7. Os ensaios em laboratório seguiram os procedimentos descritos no manual RCT. Dos resultados verifica-se que a quantidade de cloretos encontrada é muito baixa (inferiores a 0.06% da massa de cimento), pelo que se pode concluir que não há actualmente qualquer acção negativa dos cloretos na durabilidade do betão desta obra de arte.

3.7 AVALIAÇÃO DO ESTADO DA PONTE

3.7.1 Preenchimento do relatório de inspecção principal do EP

No preenchimento do relatório de Inspecção Principal do EP, para além da classificação dos componentes, introduziram-se diversas fotografias sobre cada componente devidamente comentadas e analisadas, assim como a sugestão da realização de alguns trabalhos.

Tendo em conta os dados da inspecção realizada apresentados nas secções anteriores e de acordo as regras das Especificações Técnicas das Inspecções Principais do EP (EP, 2003) foram atribuídas as classificações constantes na Tabela 3.6 a cada componente relativas aos seus estados de conservação e manutenção.

Tabela 3.6 – Classificação atribuída aos diversos componentes.

Componente	Estado de Conservação	Estado de Manutenção
Obra de Arte - Geral	4	Mau
Muros de Ala	3	Mau
Taludes	1	Bom
Encontros	3	Mau
Aparelhos de apoio	2	Bom
Apoios intermédios	3	Mau
Tabuleiro	4	Mau
Cornijas	1	Bom
Guarda corpos	3	Mau
Passeios	1	Bom
Revestimento da via	3	Mau
Drenagem	3	Mau
Juntas de dilatação	2	Bom
Outros (Iluminação)	3	Mau

Em face das dúvidas existentes foram também propostas a realização de mais duas Avaliações Técnicas Especiais, para além das duas já previstas inicialmente no protocolo EP-FEUP:

- Determinação da causa das infiltrações nas consolas e almas exteriores do tabuleiro;

- Análise do pré-esforço longitudinal instalado envolvendo: avaliação da quantidade de pré-esforço instalado nas várias secções, determinação do traçado dos cabos de pré-esforço e estudo do estado de conservação dos cabos de pré-esforço, pelo menos nas zonas onde os cabos se encontram à vista;
- Realização de um ensaio de carga (já prevista no protocolo EP-FEUP);
- Avaliação da segurança da obra de arte, recorrendo à modelação da ponte com elementos finitos e usando um modelo adequado de análise à rotura (já prevista no protocolo EP-FEUP).

3.7.2 Comentário geral

Foi realizada a inspecção à obra de arte, tanto a nível externo (visual), como a nível interno (caracterização mecânica dos materiais) para uma melhor caracterização do estado actual da ponte. Não foi efectuada qualquer inspecção ao nível das fundações e das infra-escavações, visto estes componentes terem sido objecto de inspecção e intervenção recentes na obra em causa e não se enquadrar no estudo pretendido.

Em termos globais, a obra de arte evidencia um comportamento satisfatório perante a passagem do tráfego, garantindo de um modo adequado a sua função. Apresenta contudo um conjunto de sinais que importa perceber e avaliar (Capítulo 4 e 5) para melhor aquilatar do seu estado actual no que se refere à segurança e durabilidade.

Constatou-se que a fendilhação diagonal antes encontrada por técnicos do LABEST nas almas dos vãos 1 e 2 da célula de montante se estendia por toda a ponte. Esta fendilhação inicia-se em geral junto aos blocos pré-fabricados, onde estão as ancoragens do pré-esforço das almas correspondentes aos avanços em consola durante o processo construtivo. Detectaram-se ainda na laje inferior algumas fendas transversais ao longo de toda a largura da laje pré-esforçada assim como fendas inclinadas.

Foram apresentados alguns problemas relacionados com a durabilidade e propostas algumas intervenções que importa realizar para evitar a proliferação de alguns problemas locais. Destes destacam-se pela sua importância, a reparação do betão e armaduras nos locais onde a armadura se encontra à vista e a resolução dos problemas de drenagem tanto nos encontros (colocação de caleiras) como ao longo de todo o tabuleiro.

De acordo com o que foi exposto e em face das dúvidas existentes foi também sugerido ao dono de obra a realização de mais duas Avaliações Técnicas.

Em termos globais, aplicou-se ao **Estado de Manutenção** da ponte a **classificação** de **Mau** pelo facto da obra necessitar de algumas obras de reabilitação. Em relação ao **Estado de Conservação** da ponte, atribui-se a **classificação** de **4**, pois sendo o tabuleiro o elemento preponderante na ponte e sendo os danos neste bastante graves, existe a necessidade da realização de uma intervenção de reforço no mesmo.

3.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados o manual de inspecções utilizado pelo EP, foi feita uma descrição da obra de arte, foram mostradas as principais anomalias encontradas na inspecção realizada e foi exposta a classificação atribuída a cada componente da ponte.

Em função do enquadramento da inspecção realizada nesta dissertação, destacaram-se os diferentes aspectos:

- a necessidade de preparação adequada de um inspector, com vista à rigorosa identificação e levantamento dos dados;
- a dificuldade de classificação objectiva dos diversos componentes;
- a elevada subjectividade envolvida em todo processo.

De facto, numa inspecção usual com menos de um dia de duração, onde a observação é quase sempre realizada de longe, raramente com recurso a veículos de inspecção e atendendo ao excelente aspecto exterior do betão nesta obra de arte, poderia perfeitamente ter sido atribuído um estado de conservação e manutenção bastante menos alarmante.

Já em relação à obra de arte evidenciaram-se as seguintes conclusões:

- a obra de arte apresenta um conjunto de problemas de segurança e durabilidade que convém corrigir a curto prazo;
- a causa dos problemas de fendilhação encontrada não é nítida, mas parece estar relacionada com a falta de armadura adicional junto às zonas de esforços concentrados devidos ao pré-esforço.

CAPÍTULO 4

ENSAIO DE CARGA E AMBIENTAL

Como complemento à inspecção descrita no capítulo anterior realizou-se um ensaio de carga e ambiental, com vista a quantificar a resposta da ponte perante solicitações conhecidas. Neste capítulo, descreve-se o sistema de medição instalado, comparam-se os resultados globais com os previstos num modelo numérico elástico e linear, analisam-se os resultados locais referentes a anomalias (aberturas de fendas) e observa-se o comportamento da estrutura ao longo do tempo sob o efeito da variação da temperatura.

4.1 OBJECTIVOS DO ENSAIO DE CARGA E AMBIENTAL

A finalidade de qualquer ensaio de carga baseia-se na obtenção de parâmetros estruturais reais como deformações ou vibrações, que de outro modo só poderiam ser obtidos aproximadamente, recorrendo ao uso de modelos numéricos.

Dada a variabilidade das características mecânicas dos materiais ao longo de uma obra extensa e a irregularidade geométrica, os parâmetros estruturais obtidos nos ensaios de carga permitem avaliar se os modelos numéricos que traduzem o comportamento estrutural estão correctamente ajustados (Ferreira e Branco, 2004).

No entanto, o maior interesse na realização de ensaios de carga consiste na possibilidade de se obterem parâmetros reais cuja comparação com os parâmetros estimados por modelos ou de ensaios antecedentes permitam aferir a integridade estrutural da obra. Por outro lado, só com a execução de ensaios de carga é viável a quantificação de grandezas cujo comportamento à partida muito dificilmente se pode prever (como a abertura activa de fendas).

Já num ensaio ambiental a finalidade principal é a obtenção da relação entre as grandezas estruturais mais relevantes e as acções ambientais (temperatura, vento, etc).

No caso concreto desta obra de arte, os objectivos dos ensaios realizados passaram por: determinar o comportamento da ponte sob cargas conhecidas, investigar a importância das fissuras existentes nas almas e lajes inferiores, e analisar o comportamento da obra de arte sob acção dos efeitos ambientais.

Para isso, foi efectuado um ensaio de carga, em que se registaram as respostas de diversas grandezas estruturais sob a acção de diferentes carregamentos na ponte e, um ensaio ambiental em que se registaram as respostas de algumas grandezas sob acção da temperatura.

O ensaio de carga foi composto por acções estáticas (peso de veículos imobilizados no tabuleiro) e por acções dinâmicas (peso de veículos a percorrer a ponte a várias velocidades). No ensaio ambiental a acção preponderante foi a temperatura.

As grandezas medidas foram: temperaturas, flechas nos vãos, rotações em apoios, extensões no betão, aberturas de fendas, movimentos nas juntas de dilatação e acelerações verticais. Com este conjunto alargado de parâmetros medidos é possível caracterizar suficientemente o comportamento da ponte.

4.2 SISTEMA DE MEDIÇÃO INSTALADO

O sistema de medição instalado nesta obra de arte pode ser decomposto em dois níveis: os Postos de Observação e os Sensores. A função dos sensores é a medição de uma determinada grandeza e a sua transmissão aos postos de observação através das cablagens, enquanto que o papel dos postos de observação é a recolha das grandezas medidas nos diversos sensores, o armazenamento dos dados recolhidos e, se for caso disso, a disponibilização em tempo real do que está a ser medido nos diversos sensores.

Os diversos sensores instalados nesta obra são electrónicos pelo que as grandezas medidas em obra são de natureza eléctrica. À excepção de um tipo de sensores, os comparadores, que também permitem a visualização no local do que está a ser medido, todos os outros sensores apenas têm como grandeza de saída um sinal eléctrico (tensão, corrente, fase).

Este aspecto tem as suas vantagens e desvantagens. Como principais vantagens registam-se:

- a reunião da leitura dos resultados (através da ligação a sistemas automáticos de aquisição de sinal);

- a dispensa da necessidade de operadores de leitura;
- a capacidade de registo de medições dinâmicas;

Em contrapartida, é necessário:

- o fornecimento individual de electricidade a cada sensor;
- a ligação por cabo eléctrico de cada sensor a um sistema de aquisição de sinal;
- a presença de um sistema de aquisição de sinal.

Nas Figuras seguintes exibe-se toda a instrumentação utilizada (postos de observação e sensores).

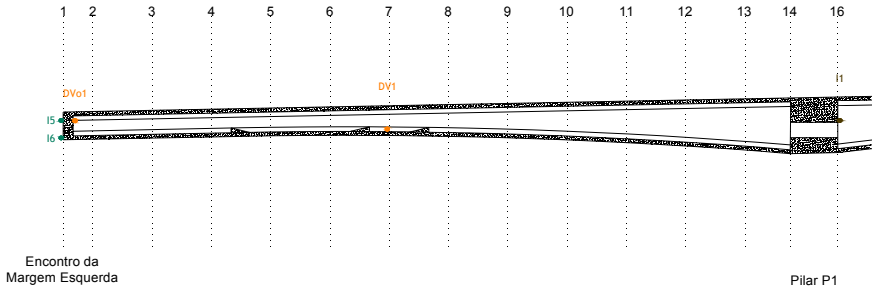


Figura 4.1 – Instrumentação no 1º Vão.

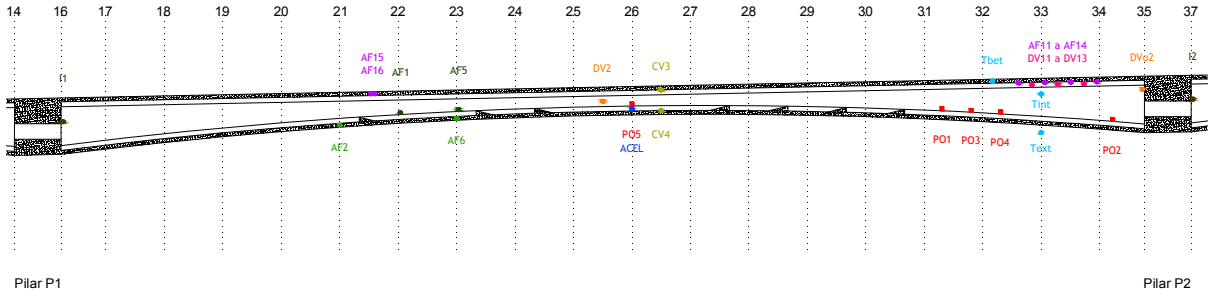


Figura 4.2 – Instrumentação no 2º Vão.

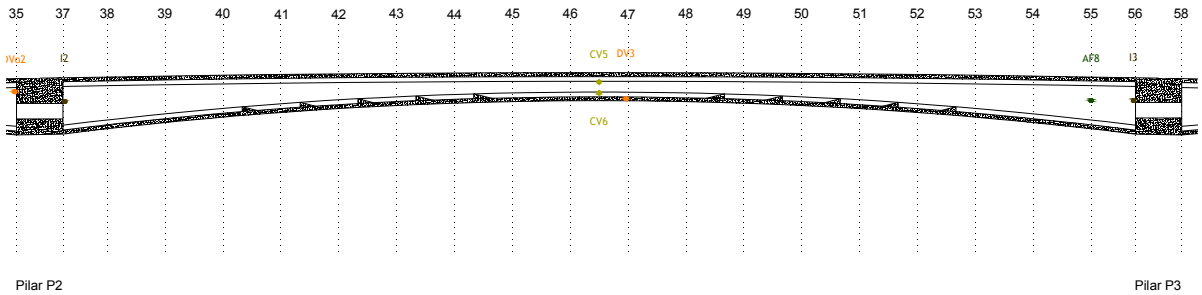


Figura 4.3 – Instrumentação no 3º Vão.

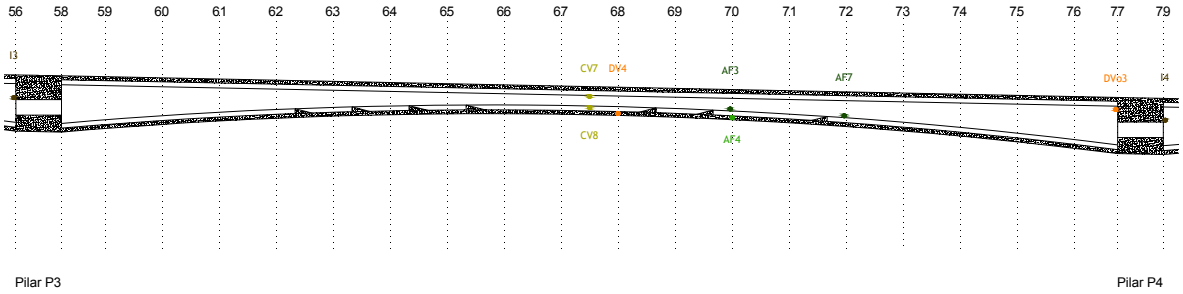


Figura 4.4 – Instrumentação no 4º Vão.

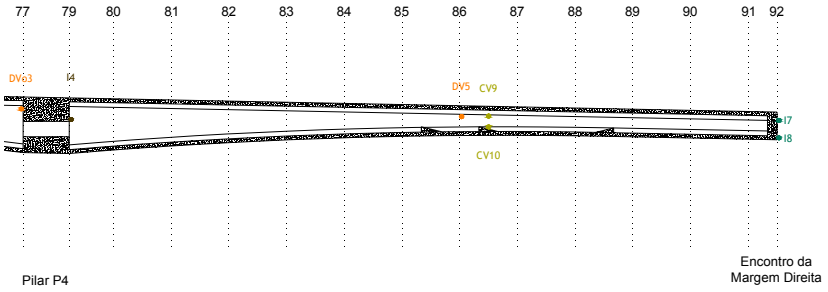


Figura 4.5 – Instrumentação no 5º Vão.

4.2.1 Postos de observação

A escolha, instalação e disposição dos postos de observação dependem de diversos factores essencialmente logísticos como: tipo de grandeza eléctrica do sinal de saída dos sensores, a frequência de aquisição requerida e da resposta eléctrica dos sensores, o tipo de ligação dos sensores aos sistemas de aquisição, etc.

Nesta ponte foram colocados 5 postos de observação (PO1, PO2, PO3, PO4 e PO5) para o ensaio de carga (Figura 4.6) enquanto no ensaio ambiental apenas foram usados 3 postos de observação (PO1, PO2 e PO4).

O posto de observação PO1 foi composto por um portátil da marca *Toshiba*, um sistema de aquisição da marca *Datataker* modelo *DT800* (Figura 4.7) e adquiriu as medições das flechas e um inclinómetro. O posto PO2 foi constituído por um portátil *Toshiba*, um sistema de aquisição *Datataker DT505* (Figura 4.8) e registou flechas e abertura de fendas da laje na zona reforçada. O posto PO3 (Figura 4.9) foi formado por um computador *Pentium IV*, um sistema de aquisição da marca *National Instruments* modelo *SCXI* com os módulos 1125, 1520 e 1540 e os blocos terminais 1314, 1315, e 1320, tendo adquirido o sinal proveniente das extensões no betão, abertura de fendas e movimentos nas juntas de dilatação. O Posto PO4 foi composto por um

portátil *Airis*, um sistema de aquisição *Datataker DT800* (Figura 4.10) e registou o sinal de 3 inclinómetros. Finalmente, o posto PO5 (Figura 4.11) foi constituído por um portátil *Tsunami*, um sismógrafo da *GeoSIG* com um acelerómetro triaxial incorporado da *Crossbow* e permitiu o registo das acelerações num dado local da estrutura.

Nos postos de observação PO1 e PO2 mediram-se apenas as respostas estruturais estáticas enquanto nos postos PO3, PO4 e PO5 para além da componente estática também se registaram as respostas dinâmicas da estrutura face às várias acções a que foi submetida.

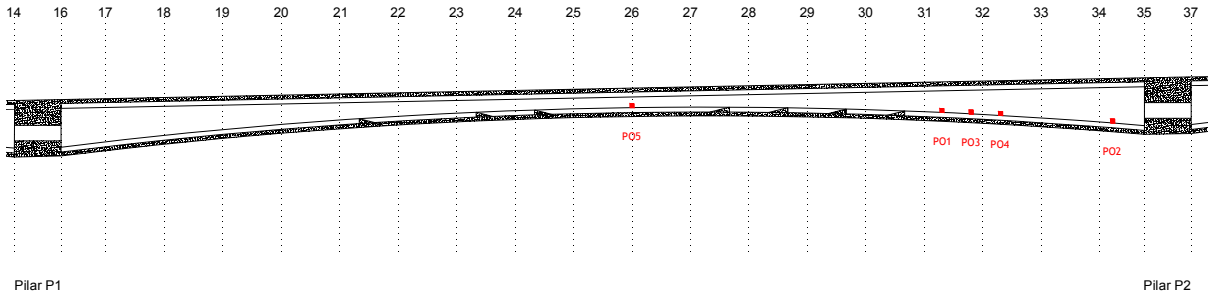


Figura 4.6 – Posicionamento dos Postos de Observação.



Figura 4.7 – Sistema de aquisição do PO1.

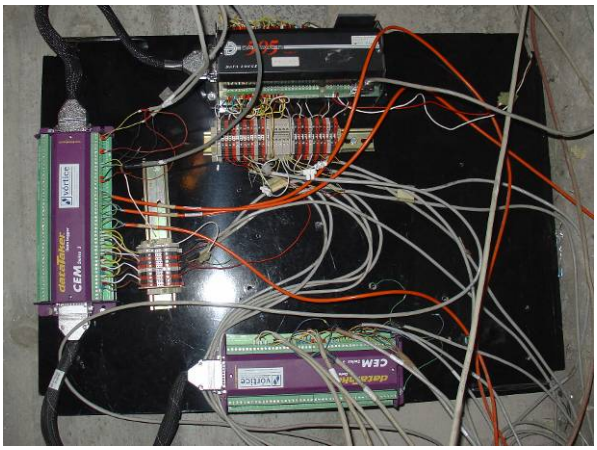


Figura 4.8 – Sistema de aquisição do PO2.



Figura 4.9 – Posto de observação PO3.

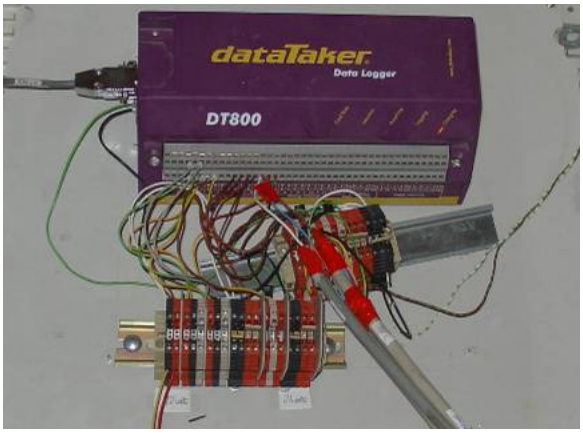


Figura 4.10 – Sistema de aquisição do PO4.



Figura 4.11 – Posto de observação PO5.

Na Tabela 4.1 apresenta-se um resumo das principais características dos postos de observação utilizados no ensaio de carga e na Tabela 4.2 sintetizam-se as propriedades essenciais dos postos de observação utilizados no ensaio ambiental.

Tabela 4.1 – Postos de observação usados no ensaio de carga.

Posto de Observação	**Composição**	**Tipo de Aquisição**	**Sensores**
PO1	Portátil *Toshiba* Datataker DT800	Estática	DVo1, DVo2, DVo3 DV1, DV2, DV3, DV4, DV5 I3
PO2	Portátil *Toshiba* Datataker DT505	Estática	DV11, DV12, DV13 AF11, AF12, AF13, AF14 Tbet, Tint, Text
PO3	PC Pentium IV NI SCXI	Estática Dinâmica	CV3, CV4, CV5, CV6 CV7, CV8, CV9, CV10 AF15, AF16 AF1, AF2, AF3, AF4 AF5, AF6, AF7, AF8 I5, I6, I7, I8
PO4	Portátil *Airis* Datataker DT800	Estática Dinâmica	I1, I2 e I4
PO5	Portátil *Tsunami* GeoSIG + Crossbow	Dinâmica	ACEL

Tabela 4.2 – Postos de observação utilizados no ensaio ambiental.

Posto de Observação	Composição	Tipo de Aquisição	Sensores
PO1	Datataker DT800	Estática	AF1, AF2, AF3, AF4 I3, I5, I6
PO2	Datataker DT505	Estática	Tbet, Tint, Text
PO4	Datataker DT800	Estática	I1, I2 e I4

4.2.2 Sensores

A descrição dos sensores será feita por tipo de grandeza a ser medida. Assim, teremos: flechas no tabuleiro, rotações sob apoios, deformação na alma, fissuras na alma, fissuras na laje inferior, movimentos nas juntas, temperaturas, acelerómetro, flechas da laje superior e fissuras da laje superior.

4.2.2.1 Flechas do tabuleiro

As flechas do tabuleiro foram medidas através da variação da diferença de pressão entre dois pontos (o ponto de referência e o ponto a ser medido) pertencentes a um mesmo circuito hidráulico.

Simplificadamente, num sistema de vasos comunicantes (suficiente largos) preenchido com um líquido incompressível não viscoso, a pressão em qualquer ponto à mesma cota dentro desse sistema é a mesma e a diferença de pressão entre dois pontos a cotas diferentes é proporcional à diferença de cotas entre eles (Lei de Stevin). Deste modo, se antes do ensaio de carga essa diferença de pressão entre o ponto de referência e o ponto a ser medido valer X e, num dos instantes do carregamento essa diferença valer Y, pode-se concluir que entre estes dois pontos existiu um movimento relativo correspondente a uma variação de pressão de Y-X. Como um dos pontos é considerado fixo (o ponto de referência), deduz-se que o ponto a ser medido teve um movimento (flecha) correspondente a uma variação de pressão de Y-X.

Nesta obra de arte consideraram-se como pontos fixos as secções do tabuleiro sobre os encontros e sobre os pilares. Admitiu-se então que estas secções não sofreram quaisquer movimentos verticais ou, que estes foram muito pequenos quando comparados com as flechas registadas nas outras secções do tabuleiro (vãos).

Os sensores utilizados emitem um sinal eléctrico proporcional à pressão a que estão submetidos. Após calibração de cada sensor e montado um sistema de vasos comunicantes é

possível medir deslocamentos verticais relativos entre dois pontos. Os resultados apresentados nas secções seguintes desta dissertação serão já as flechas dos vãos, isto é, a variação da diferença de cota que o ponto fixo e móvel sofreram.

Todo e qualquer sensor apresenta um campo de medição, isto é, um conjunto de valores da grandeza a medir que se consegue avaliar com o aparelho. Uma vez que estes sensores têm uma gama de funcionamento muito limitada, foi necessário instalar três circuitos hidráulicos independentes na ponte devido à diferença de alturas entre os cinco vãos que impossibilitou a utilização de um único circuito hidráulico, sob pena da pressão em alguns sensores ultrapassar a respectivo campo de medição.

O circuito hidráulico 1 (Figura 4.12) é composto por um reservatório e dois sensores de pressão, para além do tubo de ligação e um conjunto de acessórios que realizam a ligação entre os diversos componentes do circuito hidráulico. Um dos sensores de pressão, o ponto fixo, foi instalado junto ao reservatório (Figura 4.13), sob o encontro da margem esquerda (secção 1), enquanto que o outro sensor (Figura 4.14), correspondente ao ponto móvel, foi instalado junto à secção 7 (vão do tramo 1).

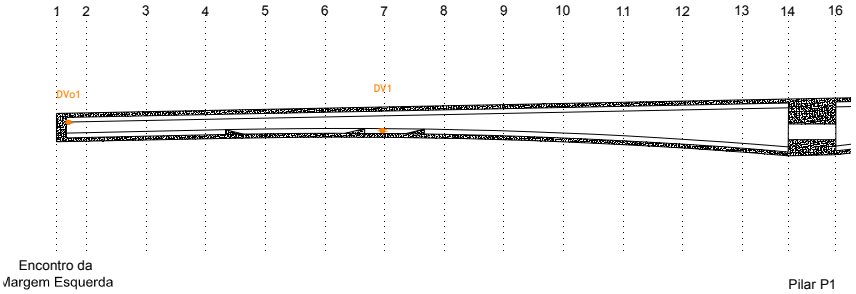


Figura 4.12 – Circuito hidráulico 1.

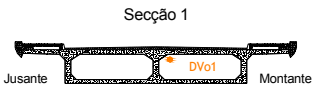




Figura 4.13 – Depósito e sensor DVo1 (Secção 1).



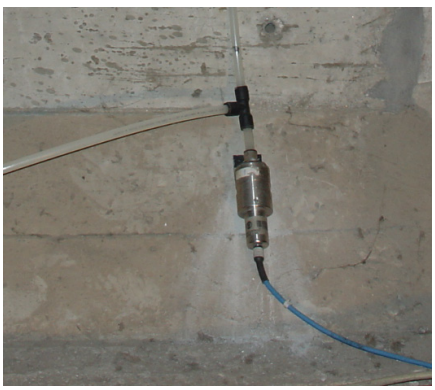


Figura 4.14 – Sensor DV1 (Secção 7).

O circuito hidráulico 2 (Figura 4.15) é formado por um depósito e três sensores de pressão. O depósito e o sensor "fixo" (Figura 4.17) foram instalados na aduela maciça sob o Pilar P2 (secção 36). Os dois sensores "móveis" (Figura 4.16 e Figura 4.18) foram colocados sensivelmente a meio dos tramos 2 (secção 26) e 3 (secção 47).

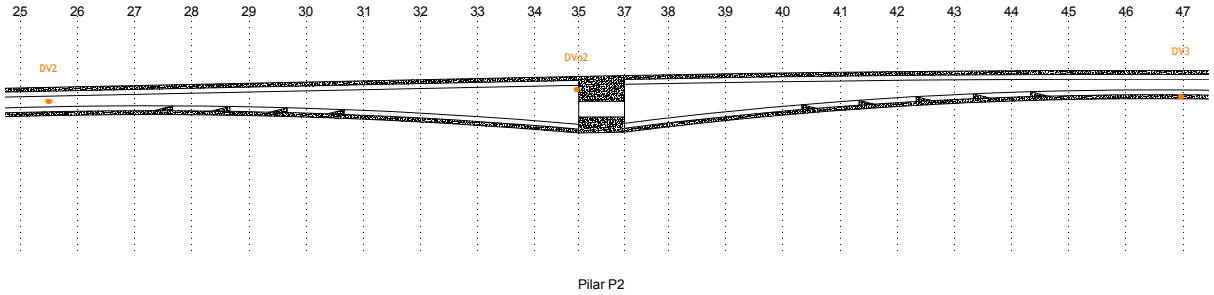


Figura 4.15 – Circuito hidráulico 2.



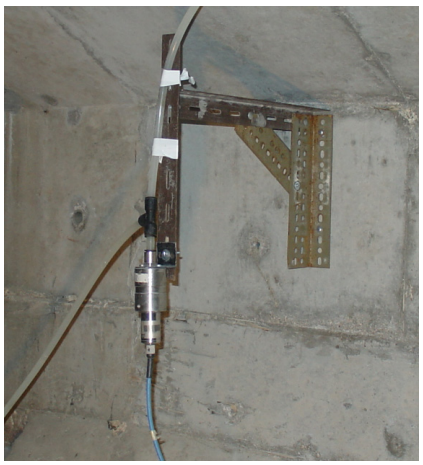


Figura 4.16 – Sensor DV2 (Secção 26).





Figura 4.17 – Depósito e sensor DVo2 (Secção 35).





Figura 4.18 – Sensor DV3 (Secção 47).

O circuito hidráulico 3 (Figura 4.19) é constituído por um depósito e três sensores de pressão. O depósito e o sensor de referência (Figura 4.21) foram instalados junto à aduela maciça sob o Pilar P4 (secção 77). Os dois sensores "móveis" (Figura 4.20 e Figura 4.22) foram aplicados sensivelmente a meio dos tramos 4 (secção 68) e 5 (secção 86).

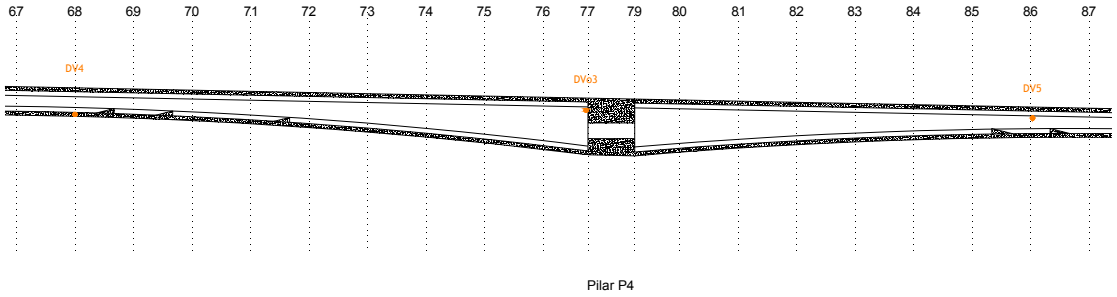


Figura 4.19 – Circuito hidráulico 3.





Figura 4.20 – Sensor DV4 (Secção 68).





Figura 4.21 – Depósito e sensor DVo3 (Secção 77).





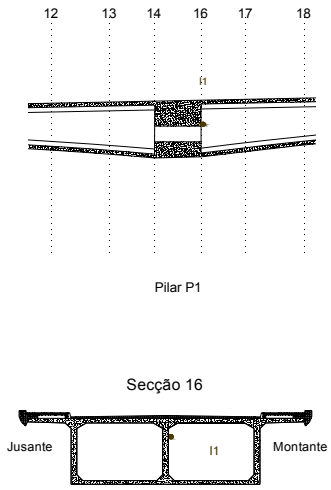
Figura 4.22 – Sensor DV5 (Secção 86).

4.2.2.2 Rotações do tabuleiro nos apoios

Para a medição das rotações do tabuleiro nos apoios foram instalados quatro inclinómetros (Figura 4.23 a Figura 4.26), um por cada apoio intermédio (pilar). Os inclinómetros foram colocados o mais próximo possível das aduelas maciças, tendo sido referenciados por I1, I2, I3 e I4.

Os inclinómetros I1, I2 e I4 são da marca *Jewell Instruments, LLC* e são inclinómetros unixiais, isto é, apenas permitem a leitura das rotações segundo uma dada direcção, neste caso a longitudinal. Com estes sensores é possível a leitura de dados a frequências até 1 Hz. Já o inclinómetro I3 da marca *TML* que permite a leitura das rotações em duas direcções perpendiculares apenas foi utilizado para medir rotações na direcção longitudinal. Este inclinómetro tem também a desvantagem de permitir apenas a leitura de dados com frequências de aquisição baixas, não devendo por isso ser integrado em sistemas de aquisição dinâmica.

O sinal eléctrico emitido pelos inclinómetros é proporcional à inclinação do sensor, pelo que a leitura das rotações num dado caso de carga é muito simples.



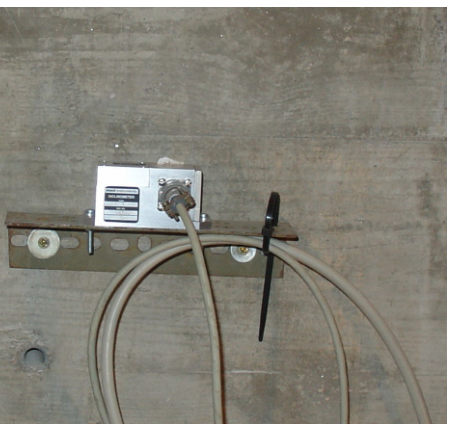


Figura 4.23 – Inclinómetro I1 (Secção 16).

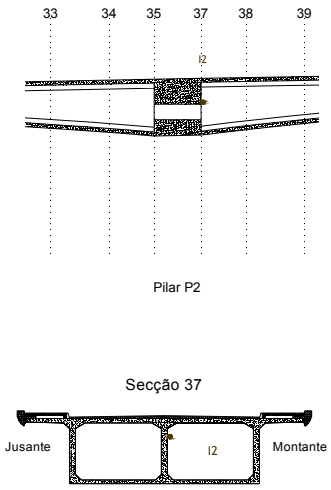




Figura 4.24 – Inclinómetro I2 (Secção 37).

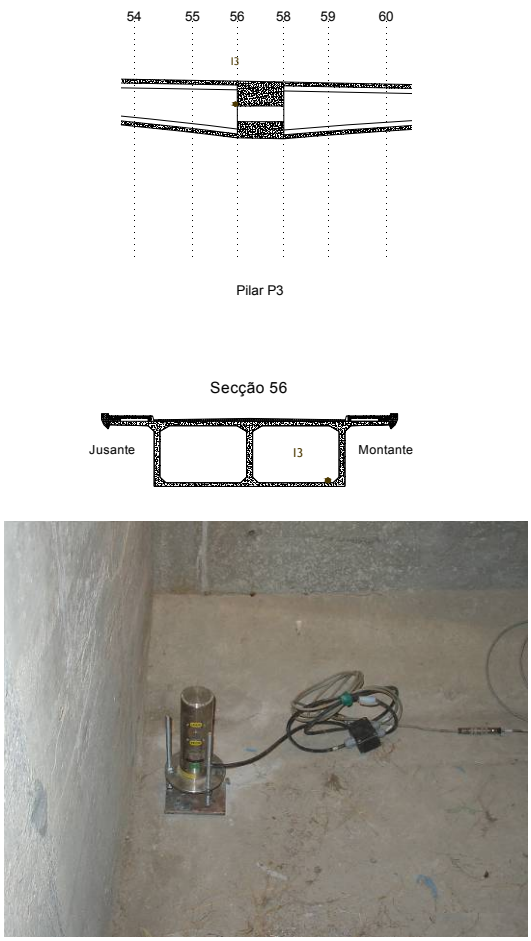


Figura 4.25 – Inclinómetro I3 (Secção56).

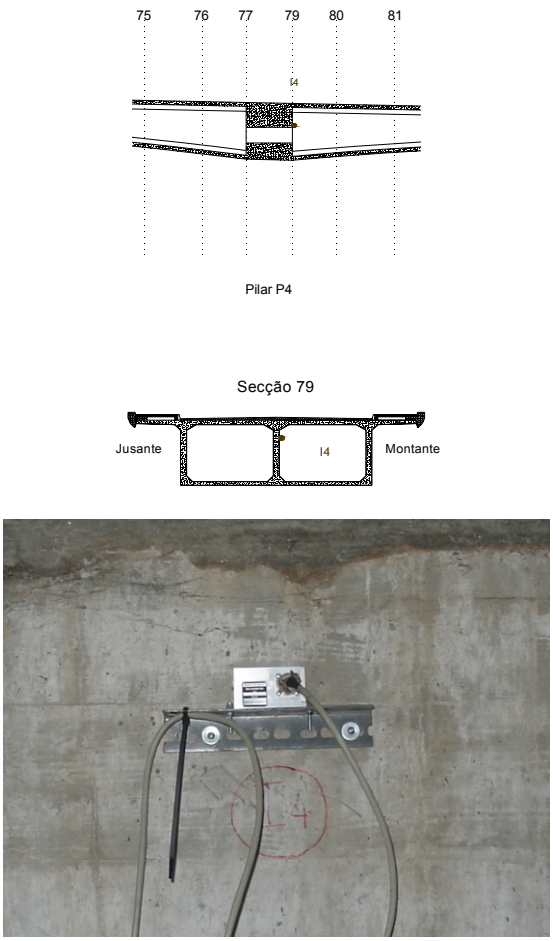


Figura 4.26 – Inclinómetro I4 (Secção 79).

4.2.2.3 Deformações nas almas

As deformações nas almas foram medidas em quatro secções distintas correspondentes aos meios vãos dos tramos 2, 3, 4 e 5, tendo sido medidas duas extensões médias por cada secção na alma central (Figura 4.27 a Figura 4.34), uma inferior junto ao esquadro inferior ou junto à laje inferior e, uma superior junto ao esquadro superior ou junto à laje superior.

Na realidade, não se mediram directamente extensões, mas sim variações de comprimento entre dois pontos. Conhecendo este valor e sabendo à partida a base de medida, isto é, a distância entre os dois pontos, é possível avaliar as extensões médias no betão entre esses dois pontos. A medição das deformações no betão foi realizada com recurso a sete *LVDT's* (*Linear Variable Displacement Transducers*) e um *Clip-Gauge*. Nos *LVDT's* o campo de medida variou entre 710 mm e 800 mm, enquanto no *Clip-Gauge* esse parâmetro foi 470 mm.

Conhecendo as deformações de uma secção em dois níveis diferentes é possível calcular a curvatura dessa secção sabendo a distância entre os referidos dois níveis. No tramo 2 essa distância foi de 1090 mm enquanto nos outros tramos foi de 530 mm.

Na Tabela 4.3 apresenta-se um resumo com os dados principais para o cálculo das deformações e curvaturas nas secções em causa.

Tabela 4.3 – Dados sobre os sensores de deformação.

Vão	Designação	Local	Sensor	Base de medida	Distância entre sensores
2	CV3	Junto à laje superior	LVDT	725 mm	1090 mm
	CV4	Junto à laje inferior	LVDT	755 mm	
3	CV5	Junto ao esquadro superior	LVDT	750 mm	530 mm
	CV6	Junto ao esquadro inferior	LVDT	790 mm	
4	CV7	Junto ao esquadro superior	LVDT	710 mm	530 mm
	CV8	Junto ao esquadro inferior	LVDT	745 mm	
5	CV9	Junto ao esquadro superior	Clip-Gauge	470 mm	530 mm
	CV10	Junto ao esquadro inferior	LVDT	800 mm	

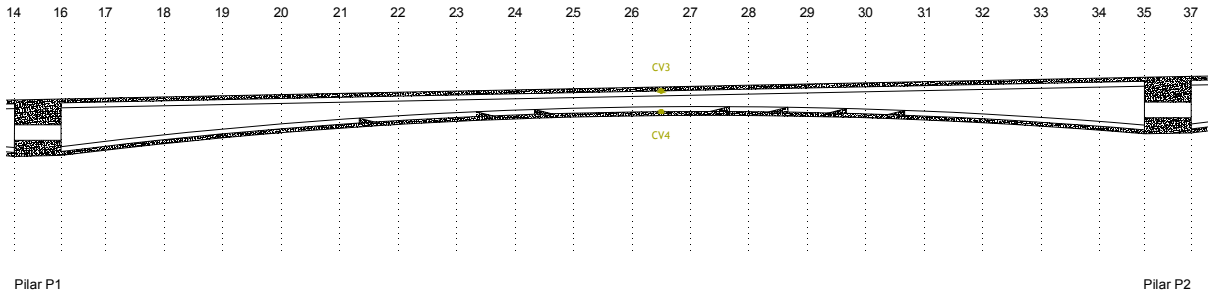


Figura 4.27 – Deformações na alma – Tramo 2.

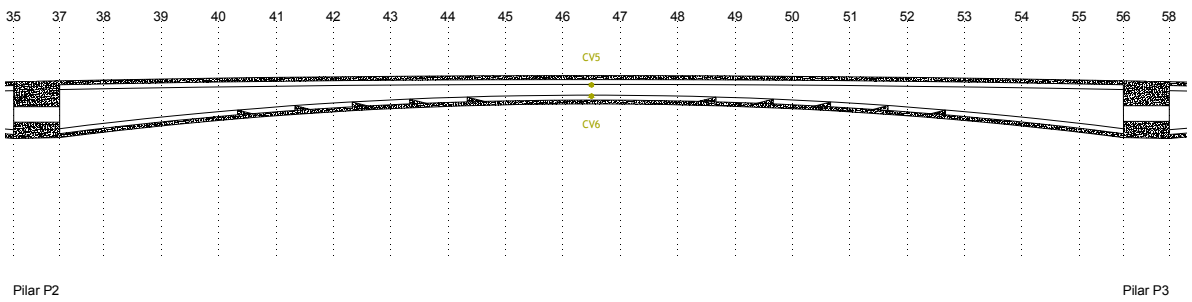


Figura 4.28 – Deformações na alma – Tramo 3.

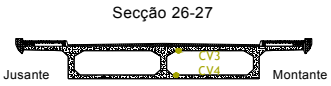




Figura 4.29 – CV3 e CV4 (Secção 26-27).

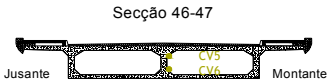




Figura 4.30 – CV5 e CV6 (Secção 46-47).

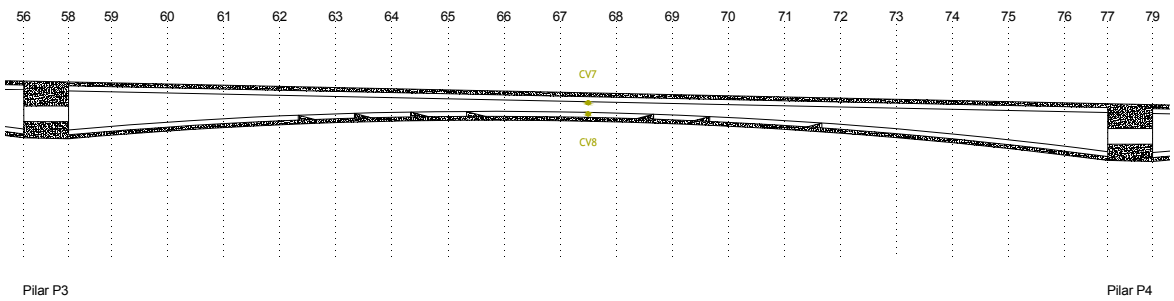
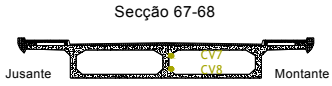


Figura 4.31 – Deformações na alma – Tramo 4.



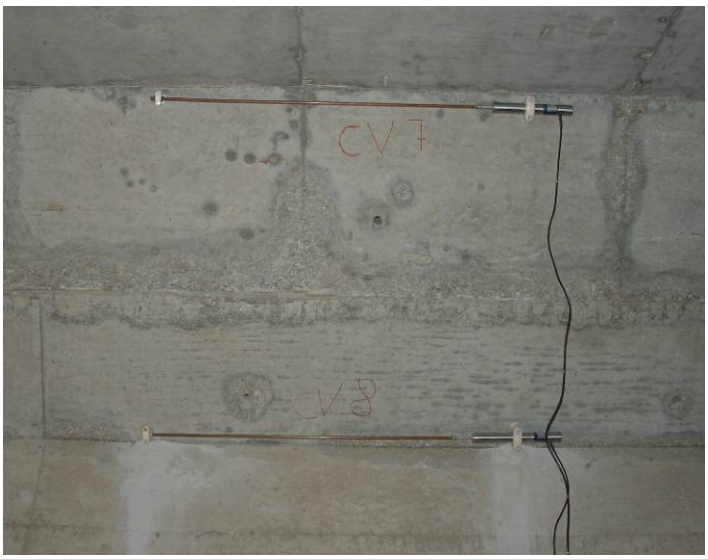


Figura 4.32 – CV7 e CV8 (Secção 67-68).

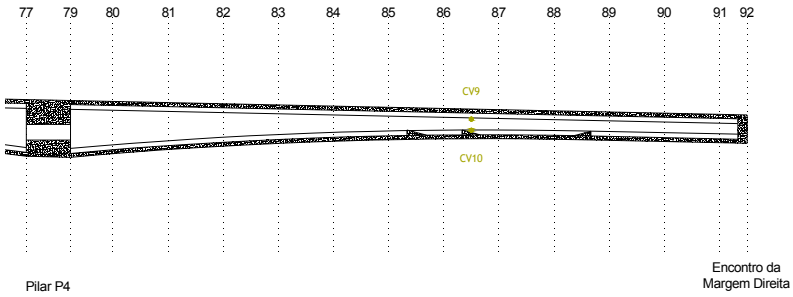


Figura 4.33 – Deformações na alma – Tramo 5.

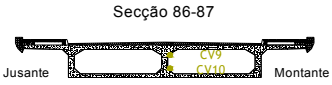




Figura 4.34 – CV9 e CV10 (Secção 86-87).

4.2.2.4 Fissuras na alma

Das muitas fendas de corte encontradas cinco delas foram instrumentadas para o ensaio de carga (Figura 4.35 a Figura 4.42). O critério de selecção das fendas baseou-se nas suas dimensões, tendo sido escolhidas as que à partida pareciam estar mais abertas. Isto não quer dizer que à partida sejam as que têm maiores movimentos de abertura e fecho durante a passagem do tráfego. Deste modo privilegiaram-se quatro fendas de corte localizadas no 2º e 4º vão, ambas nas zonas das fissuras da laje inferior e uma no 3º vão junto ao apoio (Pilar P3).

A instrumentação utilizada foi variada, tendo sido utilizados dois *LVDT's*, um *Clip-Gauge* e dois Fissurómetros. Os *LVDT's* e o *Clip-Gauge* utilizados têm dimensões inferiores aos empregues na medição das deformações do betão nas almas, pelo que têm uma resolução maior e um campo de medição inferior.

No sensor AF5, relativo ao Clip-Gauge, a medição abrangeu duas fendas paralelas próximas enquanto nos outros sensores apenas uma fenda foi abrangida na medição.

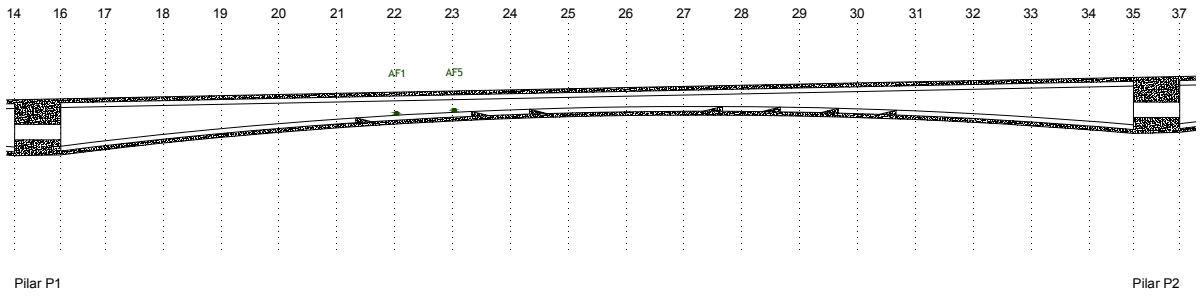


Figura 4.35 – Fissuras nas almas – Tramo 2.





Figura 4.36 – Fissurómetro AF1 (Secção 22).





Figura 4.37 – Clip-Gauge AF5 (Secção 23).

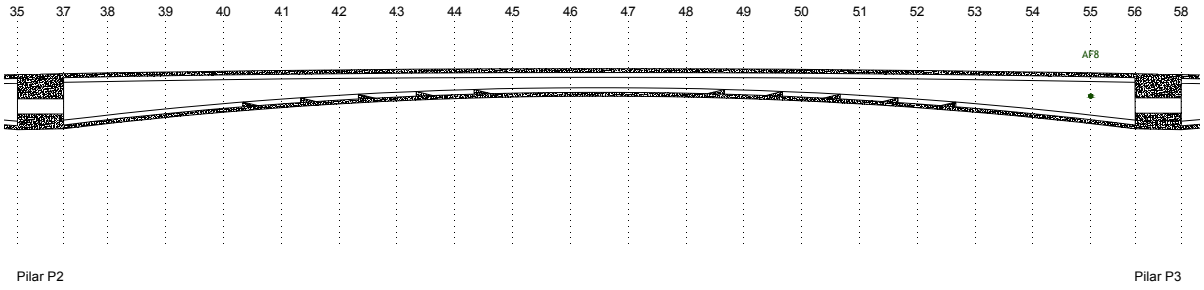


Figura 4.38 – Fissuras nas almas – Tramo 3.



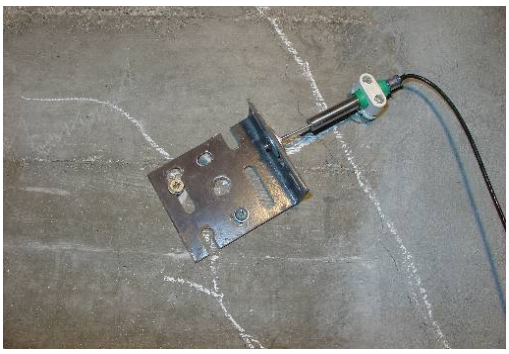


Figura 4.39 – LVDT AF8 (Secção 55).

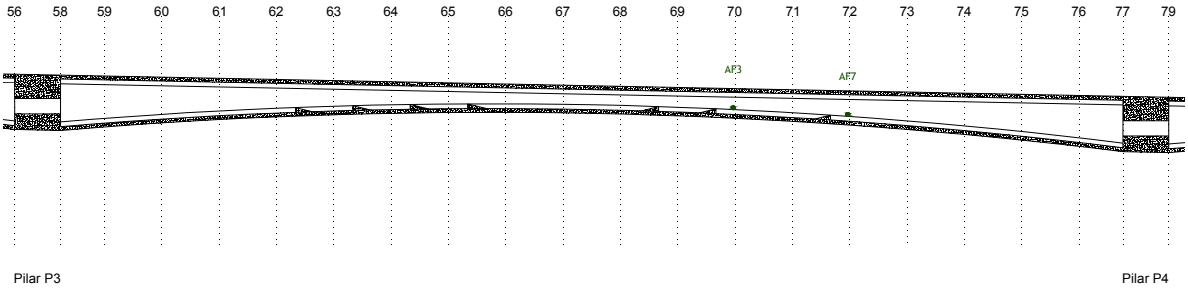


Figura 4.40 – Fissuras nas almas – Tramo 4.





Figura 4.41 – Fissurómetro AF3 (Secção 70).



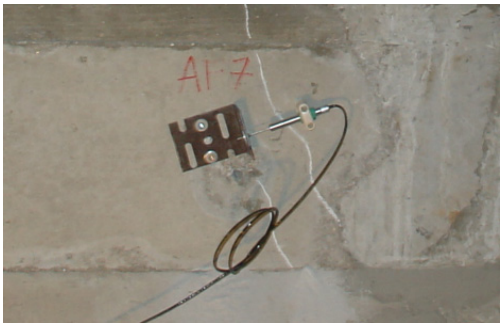


Figura 4.42 – LVDT AF7 (Secção 72).

4.2.2.5 Fissuras na laje inferior

Foram instrumentadas três fendas na laje inferior nas secções 21, 23 e 70 onde existem fendas transversais em toda a largura do tabuleiro (Figura 4.43 a Figura 4.47). A instrumentação utilizada consistiu em dois fissurómetros e um *Clip-Gauge*.

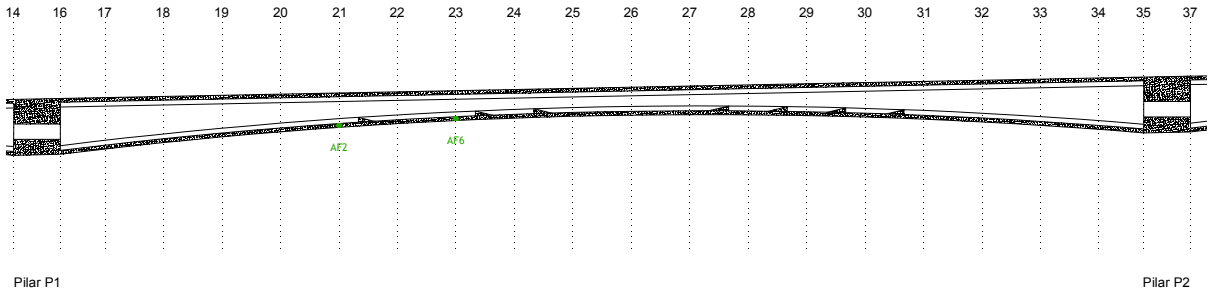


Figura 4.43 – Fissuras na laje inferior – Tramo 2.





Figura 4.44 – Fissurómetro AF2 (Secção 21).





Figura 4.45 – Clip-Gauge AF6 (Secção 23).

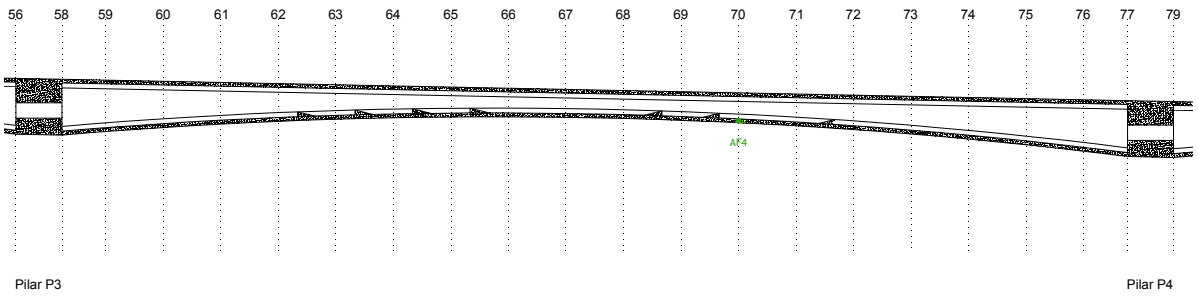


Figura 4.46 – Fissuras na laje inferior – Tramo 4.



Figura 4.47 – Fissurómetro AF4 (Secção 70).

4.2.2.6 Movimentos nas juntas

Os movimentos nas duas juntas de dilatação (Figura 4.49 a Figura 4.52) foram avaliados em dois pontos cada, sendo o superior junto ao esquadro superior e o inferior a 3 cm da superfície inferior da laje inferior. Portanto foram utilizados quatro sensores no total das duas juntas, sensores esses do tipo *LVDT*, cuja haste encostava numa cantoneira que serviu de prolongamento dos encontros. Só assim se pôde colocar os *LVDT's* em local acessível e em condições de medição.

Com estas quatro medições é possível calcular o deslocamento horizontal da ponte em cada encontro assim como a rotação do tabuleiro sobre o encontro.

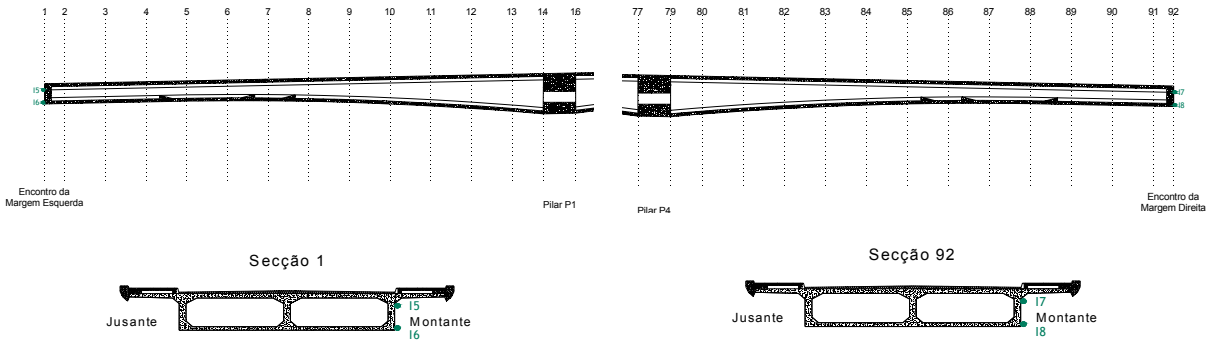


Figura 4.48 – Movimentos nas juntas.



Figura 4.49 – LVDT I5 (Secção 1).



Figura 4.50 – LVDT I7 (Secção 92).



Figura 4.51 – LVDT I6 (Secção 1).



Figura 4.52 – LVDT I8 (Secção 92).

4.2.2.7 Temperatura

A obra de arte foi instrumentada com 3 sensores de temperatura instalados em pontos distintos, nomeadamente: um no exterior da obra de arte (Text), um junto ao betuminoso (Tbet) e outro no interior (Tint) do tabuleiro (Figura 4.54)

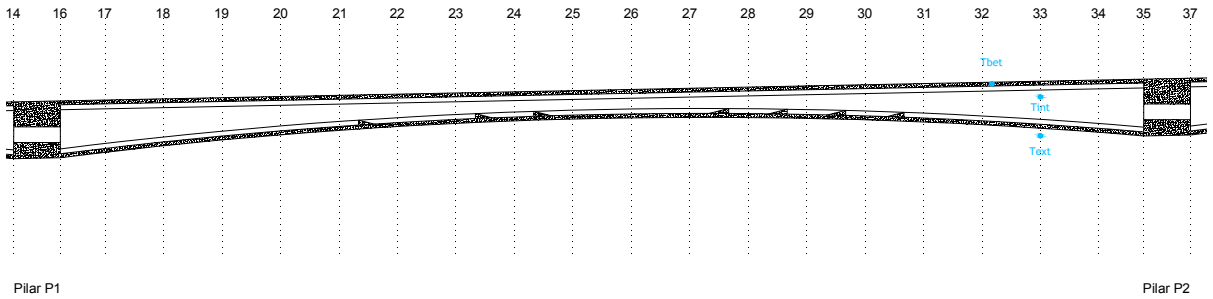


Figura 4.53 – Sensores de temperatura instalados – Tramo 2.





Figura 4.54 – Termómetro Tint (Secção 33).

4.2.2.8 Acelerómetro

Foi colocado um acelerómetro no meio vão do 2º tramo para registar as acelerações devidas ao ressalto no final do ensaio de carga (Figura 4.56). Previamente e sem tráfego foram registadas várias séries de acelerações verticais em todos os tramos da ponte permitindo assim a avaliação das frequências próprias desta.

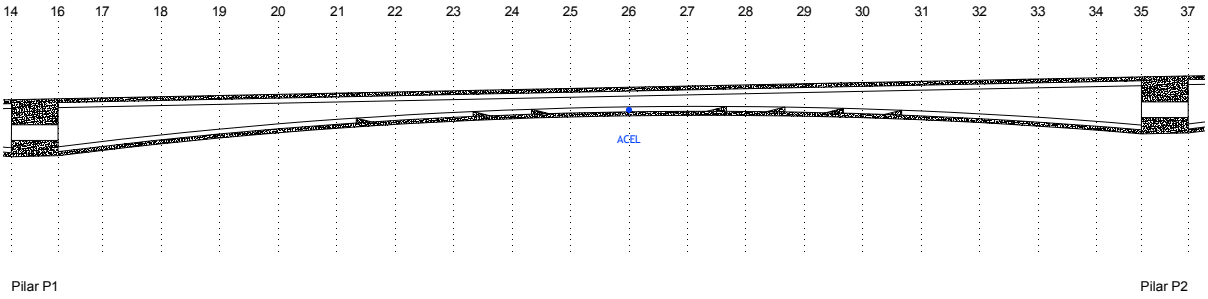


Figura 4.55 – Acelerómetro – Tramo 2.

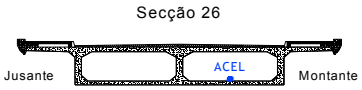




Figura 4.56 – Acelerómetro (Secção 26).

4.2.2.9 Flechas da laje superior

Na zona da laje superior reforçada com CFRP foram medidas as flechas transversais da laje superior em relação às almas do tabuleiro (sensores DV11 a DV13 da Figura 4.2) com vista a mais uma avaliação do efeito do reforço no comportamento da laje, no âmbito do projecto de reforço da laje. Não fazendo parte directamente dos assuntos abordados nesta dissertação não se apresentarão nem se discutirão os resultados obtidos nestes sensores.

4.2.2.10 Fissuras da laje superior

No âmbito do que foi referido no ponto anterior instrumentaram-se também na laje superior quatro aberturas de fendas na zona reforçada (AF11 a AF14) e outras duas numa zona não reforçada (AF15 e AF16). Não se apresentarão nem se discutirão os resultados obtidos nestes sensores, no entanto fica justificada a razão da utilização de tantos Postos de Observação.

4.2.3 Tubos e cabos eléctricos

No total foram instalados mais de 40 sensores, para além dos cerca de 20 (extensómetros e termómetros) que já existiam de anteriores monitorizações na zona reforçada na laje superior.

Foram utilizados aproximadamente 1400 m de cabo de 4 fios, 800 m de cabo de 6 fios e 500 m de cabo de 8 fios a ligar os diversos sensores aos respectivos postos de observação, o que perfaz um total de 2700 m de cabo eléctrico estendido ou, em termos de fio eléctrico, em mais de 14 km de fio colocado em obra, equivalente a 400 kg de cablagem.

Em relação ao tubo dos circuitos hidráulicos foram empregues cerca de 200 m de tubo com 10mm de diâmetro.

4.3 CONDUÇÃO DO ENSAIO DE CARGA

O ensaio de carga na Ponte Nossa Senhora da Guia ocorreu no dia 24 de Março de 2007 com recurso a camiões carregados com brita. Descrevem-se a seguir os veículos utilizados, os casos de carga estáticos e a realização do ensaio de carga.

4.3.1 Veículos

No ensaio de carga foram utilizados 4 veículos pesados cujas características gerais são ilustradas na Figura 4.57. Na Tabela 4.4 descrevem-se, por veículo, as características geométricas consideradas enquanto da Tabela 4.5 constam os pesos por eixo de cada veículo.

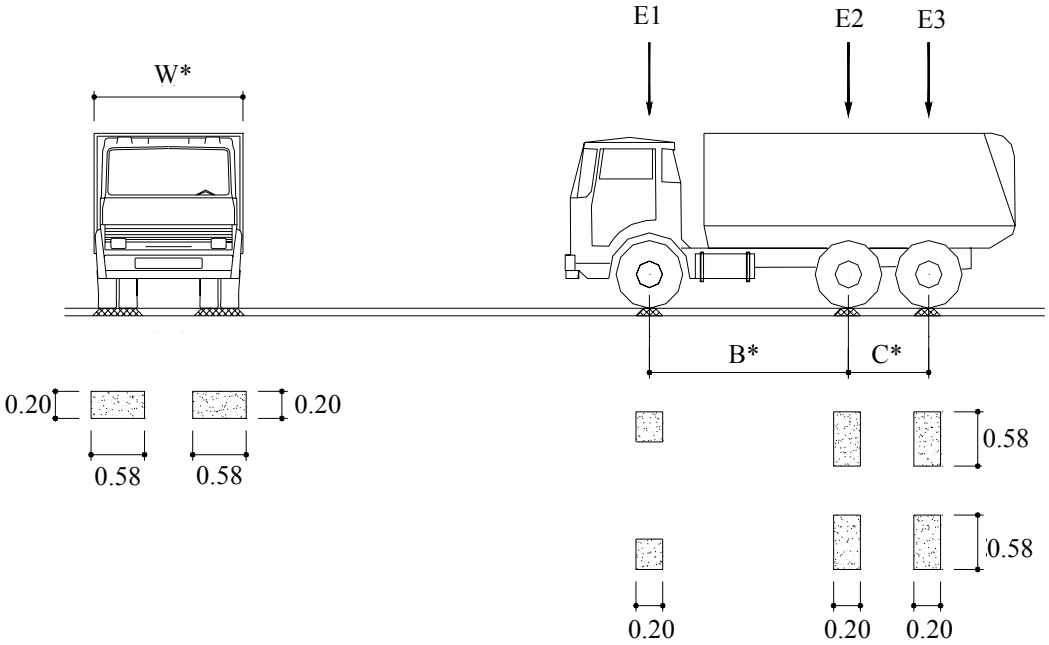


Figura 4.57 – Características gerais dos veículos utilizados no ensaio de carga.

Tabela 4.4 – Características geométricas dos veículos utilizados no ensaio de carga.

Veículo	Dimensões [m]		
	B*	C*	W*
1	3.85	1.35	2.42
2	3.85	1.35	2.42
3	4.00	1.40	2.42
4	3.85	1.35	2.42

Tabela 4.5 – Peso dos veículos utilizados no ensaio de carga.

Veículo	Peso por eixo [kg]			Total [kg]
	E1	E2	E3	
1	8180	9110	9110	26400
2	8340	8920	8920	26180
3	8200	9080	9080	26300
4	8380	8810	8810	26000

4.3.2 Casos de carga

O ensaio de carga pode ser decomposto em duas partes: uma primeira parte, considerada estática, onde se carregou a ponte com os camiões parados em determinadas posições de carga e, a segunda parte, encarada como dinâmica, onde os veículos percorreram a ponte a várias velocidades.

Em termos de organização, a primeira parte foi composta por um conjunto de Percursos onde em cada um destes, um determinado conjunto de veículos percorreu as diversas posições de carregamento. A segunda parte foi constituída por um conjunto de Marchas, sendo que em cada uma, um determinado conjunto de veículos percorre a ponte a uma dada velocidade.

Foram estabelecidas nove posições de carga que pretendiam induzir os valores mais elevados possíveis nos diversos sensores instalados. Devido a um lapso na marcação das posições na ponte, a Posição 8 não ficou no local previsto, pelo que não se dá relevo na secção seguinte aos resultados desta posição.

Com excepção da Posição 6 todas as referências apresentadas reportam-se ao centro do carregamento, isto é:

- no caso de quatro veículos (2 x 2) a marca coincidiu com fim dos dois veículos da frente a par e início dos dois veículos de trás a par;
- no caso de dois veículos em série significa que fica um veículo imediatamente a após a marca e o outro imediatamente atrás dessa marca;
- no caso de dois veículos a par, a marca coincide com o 1º eixo traseiro dos camiões.

Já na Posição 6, os veículos ficaram o mais perto possível da marca, mas sempre totalmente do lado esquerdo desta (lado do encontro da margem esquerda).

Nas Figuras seguintes são apresentadas as nove posições seleccionadas, ao mesmo tempo que se exemplificam alguns casos de carga.

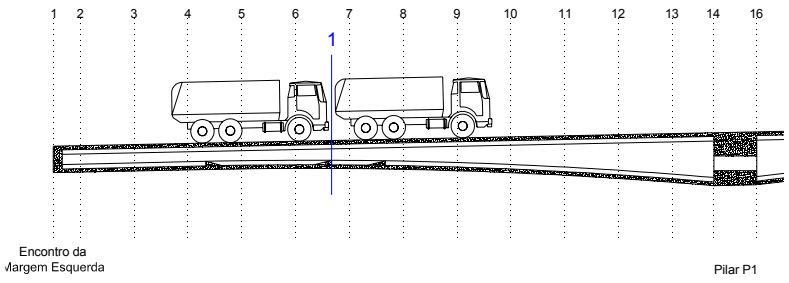


Figura 4.58 – Posição de carga 1. Carregamento durante o Percurso 1, Posição 1.

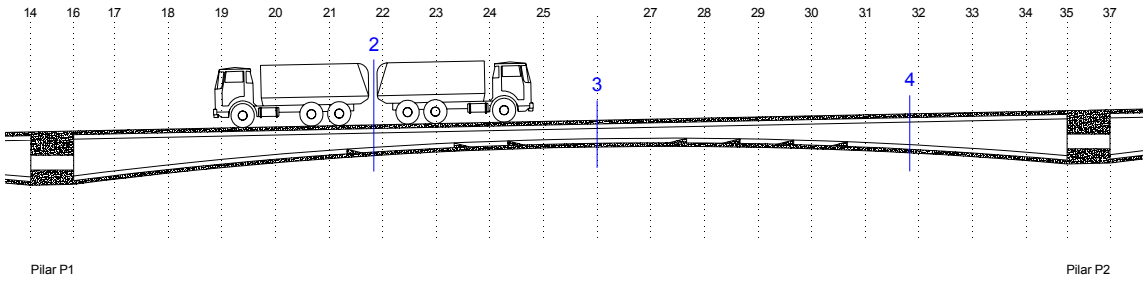


Figura 4.59 – Posições de carga 2, 3 e 4. Carregamento durante o Percurso 5, Posição 2.

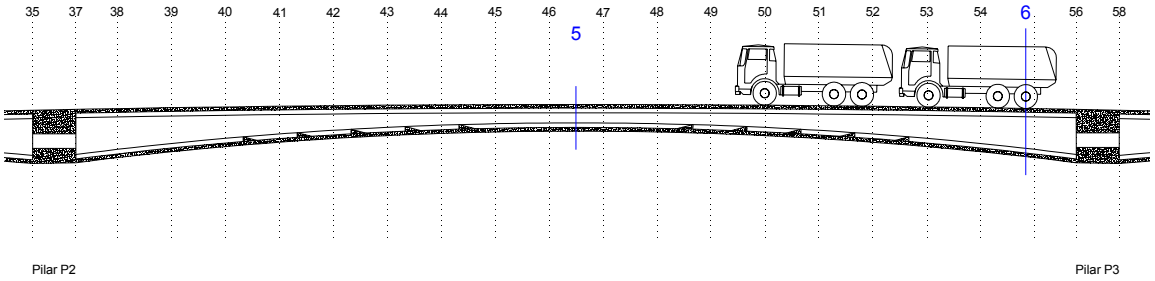


Figura 4.60 – Posições de carga 5 e 6. Carregamento durante o Percurso 2, Posição 6.

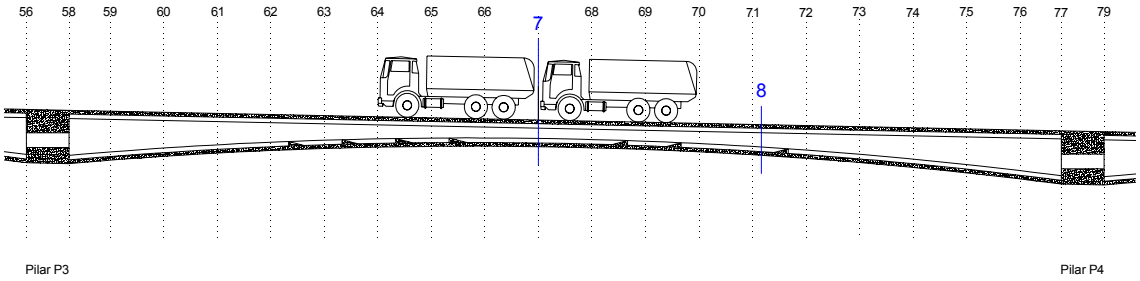


Figura 4.61 – Posições de carga 7 e 8. Carregamento durante o Percurso 3, Posição 7.

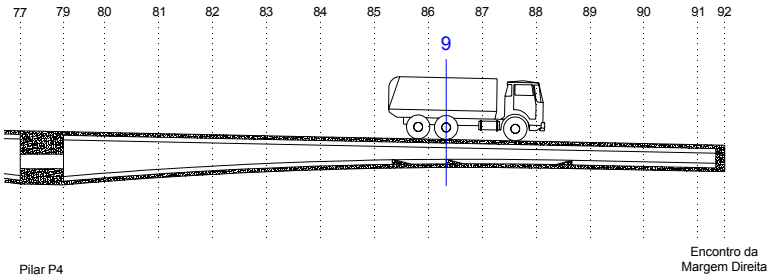


Figura 4.62 – Posição de carga 9. Carregamento durante o Percurso 4, Posição 9.

Na Tabela 4.6 justifica-se a causa da escolha de cada posição, quais os resultados pretendidos e os sensores que à partida serão mais influenciados pelo carregamento em determinada posição.

Tabela 4.6 – Descrição das Posições de Carga.

Posição	Descrição	Resultados pretendidos	Sensores mais afectados
1	Carregamento a meio vão do 1º tramo	Flecha do 1º vão Rotações no EME e P1	DVo1, DV1 I1, I5, I6
2	Carregamento na zona de fendas do 2º tramo	Abertura de fendas nas lajes e alma	AF1, AF2, AF5, AF6 AF15, AF16
3	Carregamento a meio vão do 2º tramo	Flecha do 2º vão Extensões no betão Rotações em P1 e P2	DVo2, DV2 CV3, CV4 I1, I2
4	Carregamento na zona da laje superior reforçada	Abertura de fendas e flecha na laje superior	AF11 a AF14 DV11 a DV13
5	Carregamento a meio vão do 3º tramo	Flecha do 3º vão Extensões no betão Rotações em P2 e P3	DVo2, DV3 CV5, CV6 I2, I3
6	Carregamento perto de um apoio	Abertura de fenda de corte na alma junto ao apoio	AF8
7	Carregamento a meio vão do 4º tramo	Flecha do 4º vão Extensões no betão Rotações em P3 e P4	DVo3, DV4 CV7, CV8 I3, I4
8	Carregamento na zona de fendas do 4º tramo	Abertura de fendas na laje inferior e alma	AF3, AF4, AF7
9	Carregamento a meio vão do 5º tramo	Flecha do 5º vão Extensões no betão Rotações em P4 e EMD	DVo3, DV5 CV9, CV10 I4, I7, I8

Uma vez que na Posição 8 não se retiraram resultados com interesse, os sensores AF3, AF4 e AF7 tiveram os seus valores máximos na Posição 7.

Em termos transversais, foram escolhidas 5 posições possíveis para os veículos (Figura 4.63 a Figura 4.67).



Figura 4.63 – Centrado.

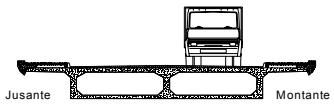


Figura 4.64 – Montante.

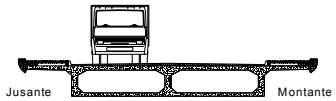


Figura 4.65 – Jusante.

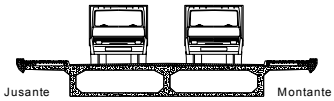


Figura 4.66 – A par.

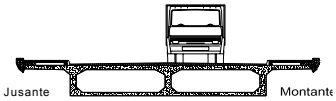


Figura 4.67 – Mais desfavorável para a laje superior.

Tanto para os percursos como para as marchas foi necessário definir qual o sentido de circulação dos veículos. Assim definiram-se os seguintes sentidos de circulação:

- Sentido 1: da freguesia de Ponte de Lima (margem esquerda) para a freguesia de Arcozelo (margem direita);
- Sentido 2: da freguesia de Arcozelo (margem direita) para a freguesia de Ponte de Lima (margem esquerda);

A primeira parte do ensaio foi composta pelos cinco percursos descritos na Tabela 4.7 tendo em todos os camiões parado nas nove posições atrás referidas, com excepção do último, o Percurso 5, onde apenas se parou nas posições 2 e 4.

A segunda parte do ensaio foi constituída por 19 marchas (Tabela 4.8). As primeiras 13 marchas decorreram sem qualquer obstáculo, enquanto nas marchas 14 a 19 foi utilizado um ressalto colocado junto à Posição 2.

Tabela 4.7 – Descrição dos Percursos.

Percurso	Sentido	Número de veículos	Posicionamento relativo dos veículos
1	Sentido 1	4 (1, 2, 3 e 4)	2 pares de veículos em série
2	Sentido 2	2 (1, 2)	2 veículos em série a montante
3	Sentido 2	2 (3, 4)	2 veículos em série a jusante
4	Sentido 1	2 (1, 2)	2 veículos a par
5	Sentido 1	2 (3, 4)	2 veículos em série na posição mais desfavorável para a laje

Tabela 4.8 – Descrição das Marchas.

Marcha	Sentido	Número de veículos	Posicionamento relativo dos veículos
1	Sentido 2	2 (1, 2)	2 veículos a par, velocidade lenta
2	Sentido 2	2 (3, 4)	2 veículos a par, velocidade lenta
3	Sentido 1	1 (1)	1 veículo a montante, ± 40 km/h
4	Sentido 1	1 (2)	1 veículo a jusante, ± 40 km/h
5	Sentido 1	2 (3, 4)	2 veículos a par, ± 40 km/h
6	Sentido 2	1 (1)	1 veículo a montante, ± 70 km/h
7	Sentido 2	1 (2)	1 veículo a jusante, ± 70 km/h
8	Sentido 2	1 (3)	1 veículo centrado, ± 70 km/h
9	Sentido 2	1 (4)	1 veículo centrado, ± 70 km/h
10	Sentido 1	1 (1)	1 veículo montante, ± 50 km/h
11	Sentido 1	1 (2)	1 veículo jusante, ± 50 km/h
12	Sentido 1	1 (3)	1 veículo centrado, ± 50 km/h
13	Sentido 1	1 (4)	1 veículo centrado, ± 50 km/h
Colocação do Ressalto			
14	Sentido 2	1 (1)	1 veículo na posição mais desfavorável para a laje ± 30 km/h
15	Sentido 2	1 (2)	1 veículo na posição mais desfavorável para a laje ± 30 km/h
16	Sentido 2	2 (3, 4)	2 veículos em série na posição mais desfavorável para a laje, ± 30 km/h
17	Sentido 1	1 (1)	1 veículo na posição mais desfavorável para a laje ± 50 km/h
18	Sentido 1	1 (2)	1 veículo na posição mais desfavorável para a laje ± 50 km/h
19	Sentido 1	2 (3, 4)	2 veículos em série na posição mais desfavorável para a laje, ± 50 km/h

4.3.3 Realização do Ensaio de Carga

Em termos globais foram definidos dois grandes períodos de observação correspondentes a cada uma das partes do ensaio de carga. As frequências de aquisição dos postos de observação são apresentadas na Tabela 4.9 ou sob a forma de intervalo entre aquisições na Tabela 4.10. Este parâmetro deve assumir um valor relativamente elevado para permitir que os sinais recolhidos caracterizem bem o que está a acontecer. Contudo os sistemas de aquisição apresentam uma capacidade finita de recolha de dados e como tal existem limitações quanto ao parâmetro

frequência de aquisição x número de sensores. Assim, os valores apresentados para as frequências de aquisição resultam de um compromisso entre o que é possível e o que seria ideal.

Tabela 4.9 – Frequências [Hz] de aquisição nos ensaios de carga e ambiental.

Ensaio	PO1	PO2	PO3	PO4	PO5
Percursos	0.5	0.1	2.0	0.5	-
Marchas	0.5	0.1	50.0	22.2	100.0
Ambiental	$1.11(1)x10^{-3}$	$1.11(1)x10^{-3}$	-	$1.11(1)x10^{-3}$	-

Tabela 4.10 – Intervalo entre aquisições [s] nos ensaios de carga e ambiental.

Ensaio	PO1	PO2	PO3	PO4	PO5
Percursos	2.0	10.0	0.5	2.0	-
Marchas	2.0	10.0	0.02	0.045	0.01
Ambiental	15 min	15 min	-	15 min	-

Na Tabela 4.11 descreve-se a sequência adoptada para o ensaio de carga com a respectiva hora de início e fim de cada etapa do ensaio de carga. O ensaio de carga demorou 2h 48min, tendo começado às 8h 24min e terminado às 11h 12min.

Tabela 4.11 – Sequência do ensaio de carga.

Ensaio		Hora Inicial	Hora Final
Vazio		8:24:00	8:29:00
Percurso 1	Posição 1	8:29:50	8:32:30
	Posição 2	8:33:40	8:36:10
	Posição 3	8:37:30	8:40:20
	Posição 4	8:41:20	8:44:10
	Posição 5	8:45:30	8:48:10
	Posição 6	8:49:20	8:51:20
	Posição 7	8:52:30	8:54:10
	Posição 8	8:55:00	8:56:30
	Posição 9	8:57:20	8:58:40
Vazio		8:59:50	9:02:00

Tabela 4.11 (Continuação) – Sequência do ensaio de carga.

Ensaio		Hora Inicial	Hora Final
Percurso 2	Posição 1	9:02:30	9:03:30
	Posição 2	9:04:10	9:05:00
	Posição 3	9:05:35	9:06:30
	Posição 4	9:07:30	9:08:30
	Posição 5	9:09:20	9:10:20
	Posição 6	9:11:00	9:11:50
	Posição 7	9:12:40	9:13:20
	Posição 8	9:14:10	9:15:00
	Posição 9	9:15:40	9:16:20
Percurso 3	Posição 1	9:17:20	9:18:40
	Posição 2	9:19:20	9:20:30
	Posição 3	9:21:10	9:22:30
	Posição 4	9:23:00	9:23:50
	Posição 5	9:24:40	9:25:30
	Posição 6	9:26:20	9:27:10
	Posição 7	9:27:50	9:28:50
	Posição 8	9:29:30	9:30:20
	Posição 9	9:31:00	9:32:30
Vazio		9:33:30	9:34:00
Percurso 4	Posição 1	9:34:30	9:35:50
	Posição 2	9:36:40	9:37:20
	Posição 3	9:38:00	9:39:10
	Posição 4	9:40:00	9:41:00
	Posição 5	9:41:50	9:43:50
	Posição 6	9:44:30	9:45:10
	Posição 7	9:45:50	9:46:40
	Posição 8	9:47:30	9:48:20
	Posição 9	9:49:00	9:50:10
Vazio		9:51:00	9:52:10
Percurso 5	Posição 2	9:53:30	9:56:50
	Posição 4	9:58:30	10:02:00
Vazio		10:02:30	10:22:00
Marcha 1		10:22:10	10:29:00
Marcha 2		10:30:50	10:37:20
Marcha 3		10:38:10	10:39:00
Marcha 4		10:39:30	10:40:20

Tabela 4.11 (Continuação) – Sequência do ensaio de carga.

Ensaio	Hora Inicial	Hora Final
Marcha 5	10:42:10	10:42:50
Marcha 6	10:44:50	10:45:45
Marcha 7	10:45:45	10:46:30
Marcha 8	10:46:30	10:47:05
Marcha 9	10:47:05	10:47:50
Marcha 10	10:49:25	10:50:10
Marcha 11	10:50:25	10:51:15
Marcha 12	10:51:20	10:52:10
Marcha 13	10:52:10	10:53:00
Vazio	10:53:10	11:04:00
Marcha 14	11:04:10	11:04:40
Marcha 15	11:05:10	11:05:40
Marcha 16	11:06:05	11:06:45
Marcha 17	11:08:15	11:08:45
Marcha 18	11:09:05	11:09:30
Marcha 19	11:09:45	11:10:20
Vazio	11:11:00	11:12:00

Nas Figuras seguintes apresentam-se fotografias relativas a alguns percursos (Figura 4.68 a Figura 4.72) e a algumas marchas (Figura 4.73 a Figura 4.77).



Figura 4.68 – Percurso 1, Posição 7.



Figura 4.69 – Percurso 2, Posição 4.



Figura 4.70 – Percurso 3, Posição 6.



Figura 4.71 – Percurso 4, Posição 5.



Figura 4.72 – Percurso 5, Posição 2.



Figura 4.73 – Marcha 1.



Figura 4.74 – Marcha 6.



Figura 4.75 – Marcha 7.



Figura 4.76 – Marcha 9.



Figura 4.77 – Marcha 17.

Para avaliação do comportamento dinâmico da ponte, colocou-se nas marchas 14 a 19 um ressalto no pavimento na zona da Posição 2, com o objectivo de solicitar a ponte de forma impulsiva. O ressalto (Figura 4.78) era composto por uma tábua de 20 mm de espessura e 20 cm de largura. O posicionamento transversal do ressalto foi tal que um dos rodados do camião solicitou a laje na sua posição mais desfavorável.

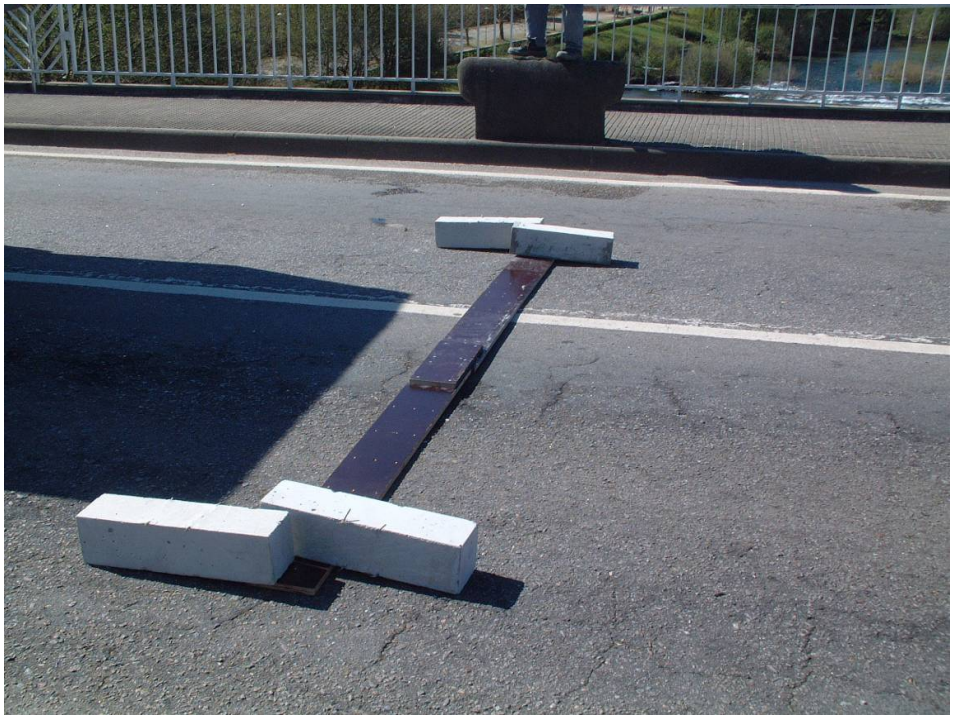


Figura 4.78 – Pormenor do ressalto.

4.4 RESULTADOS DA MEDIÇÃO

Nesta secção serão apresentados os resultados obtidos nos diversos sensores durante o ensaio de carga e o ensaio ambiental. O ensaio de carga decorreu das 8h 24min até às 11h 12min do dia 24/3/2007 enquanto o ensaio ambiental foi realizado entre as 18h 00min do dia 24/3/2007 e as 9h 00min do dia 28/3/2007.

4.4.1 Ensaio de carga

O ensaio de carga foi composto por cinco percursos de nove posições cada e 19 marchas. Apenas serão apresentados exaustivamente os resultados para o primeiro percurso e as marchas 1 e 2. Em relação aos outros percursos e marchas serão apresentados apenas alguns resultados mais significativos.

Os resultados apresentados representam a variação de cada grandeza medida em relação à primeira medição efectuada em cada fase (percurso ou marcha).

Durante os cinco percursos e as marchas 1 e 2 o ensaio de carga pode ser considerado estático, pelo que os resultados numéricos obtidos dos sensores nestes períodos foram sujeitos a um tratamento numérico simples do tipo do exemplificado na Figura 4.79, composto por duas fases:

- Fase 1: filtragem do sinal com uma frequência de corte muito baixa da ordem dos 0.05 Hz recorrendo à utilização de filtros digitais do tipo passa baixo (Karl, 1989). Com esta fase foi possível eliminar grande parte do ruído presente no sinal, proveniente dos sensores, cabos, postos de observação e da própria ponte.
- Fase 2: Eliminação dos efeitos da temperatura. Este acerto baseou-se numa mudança do zero de referência ao longo do tempo através da consideração de uma variação linear entre o que o sensor media no início de cada fase do ensaio (em vazio) e o que o sensor media no fim de cada fase do ensaio (em vazio). Este ajuste pode ser descrito pela equação seguinte:

$$x(t^*) = x_0 + \frac{x_f - x_0}{t_f^* - t_0^*} \times (t^* - t_0^*) \qquad [4.1]$$

sendo:

$x(t^*)$ - Zero de referência no instante t^*;

x_0 - Zero de referência no instante t_0^* (antes do ensaio) ou valor medido no sensor antes do ensaio;

x_f - Zero de referência no instante t_f^* (após o ensaio) ou valor medido no sensor após o ensaio;

Em relação às outras marchas, quando apresentados resultados, não foram aplicados quaisquer condicionamentos de sinal aos dados recolhidos em obra.

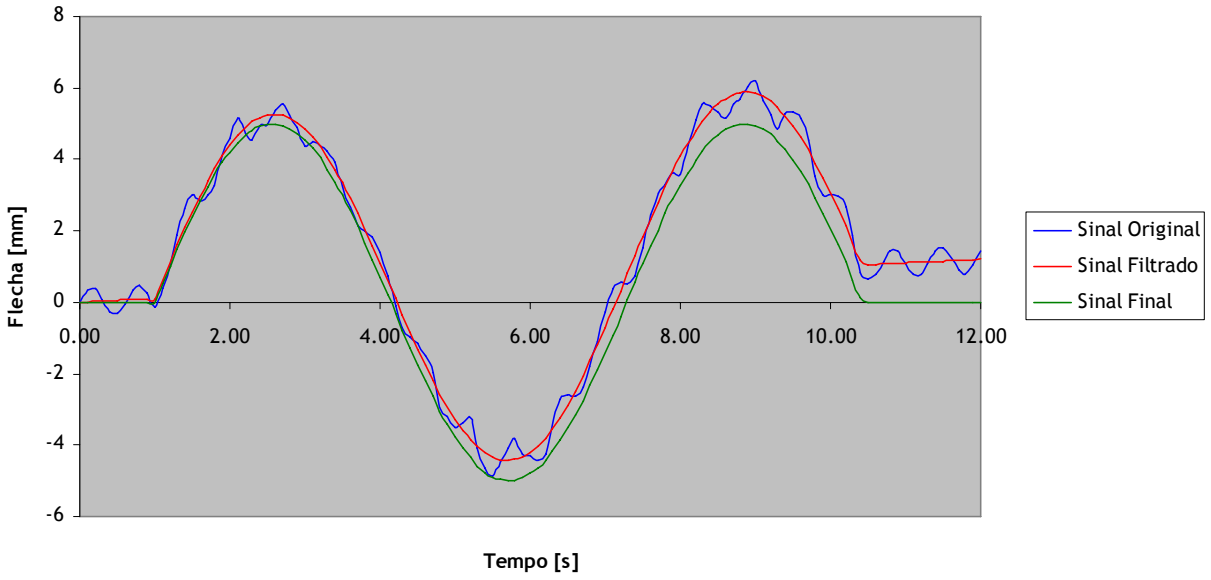


Figura 4.79 – Exemplo do condicionamento de sinal dos sensores para carregamentos estáticos.

4.4.1.1 Temperatura

Na Figura 4.80 apresentam-se os registos da evolução da temperatura ao longo do ensaio de carga.

4.4.1.2 Flechas do tabuleiro

Nas Figuras seguintes mostra-se a evolução das flechas com o decorrer dos ensaios. Tal como referido atrás estes valores representam já as flechas absolutas no meio vão de cada tramo.

Convencionou-se que as flechas eram positivas quando o deslocamento vertical era descendente.

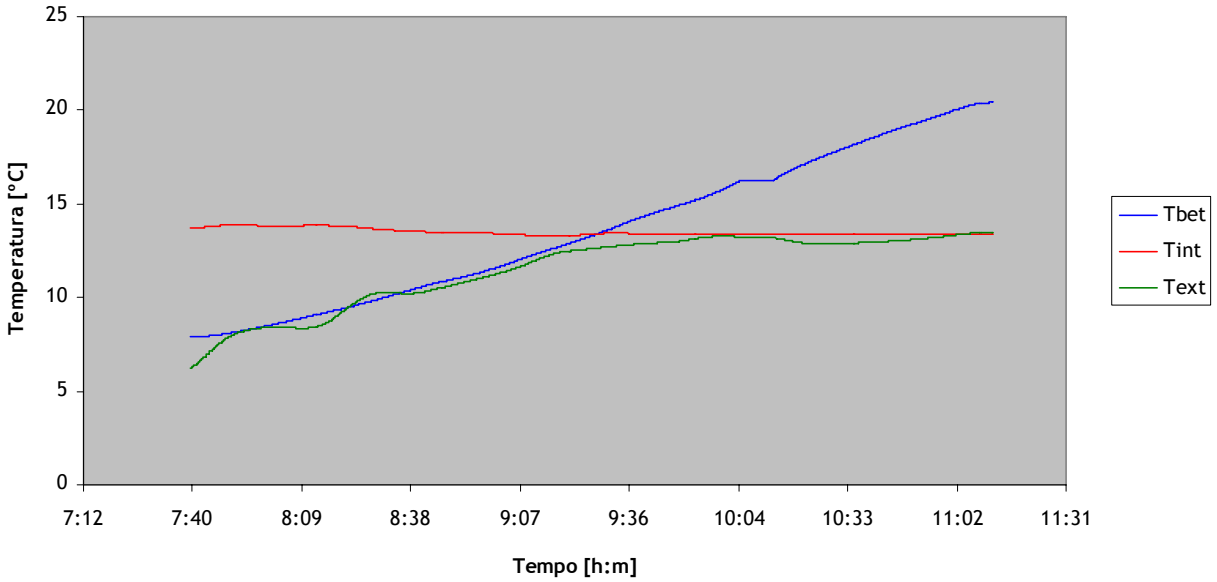


Figura 4.80 – Temperaturas registadas durante o ensaio de carga.

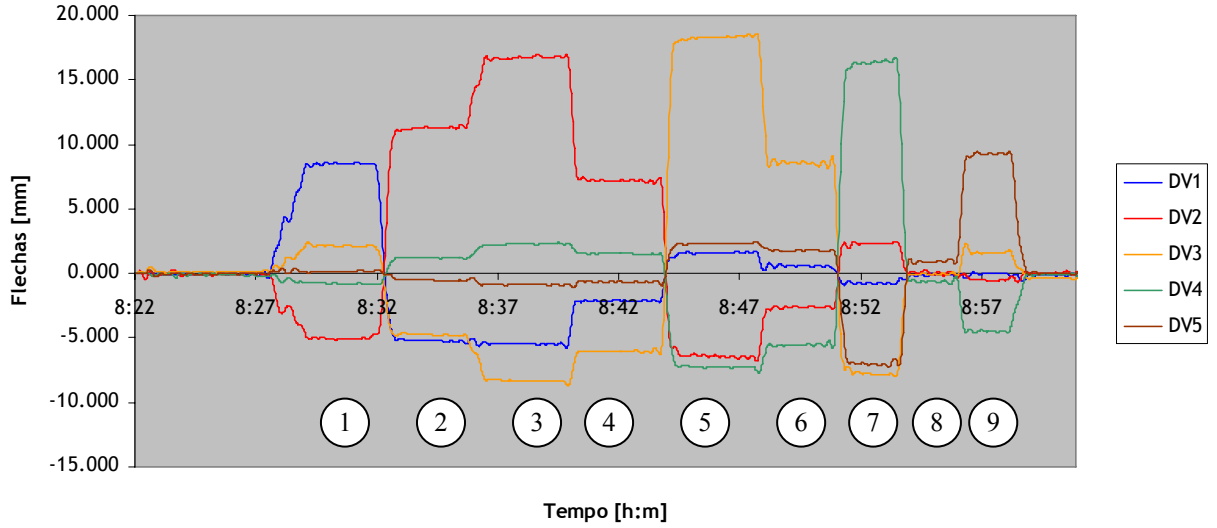


Figura 4.81 – Percurso 1 – Flechas nos vãos.

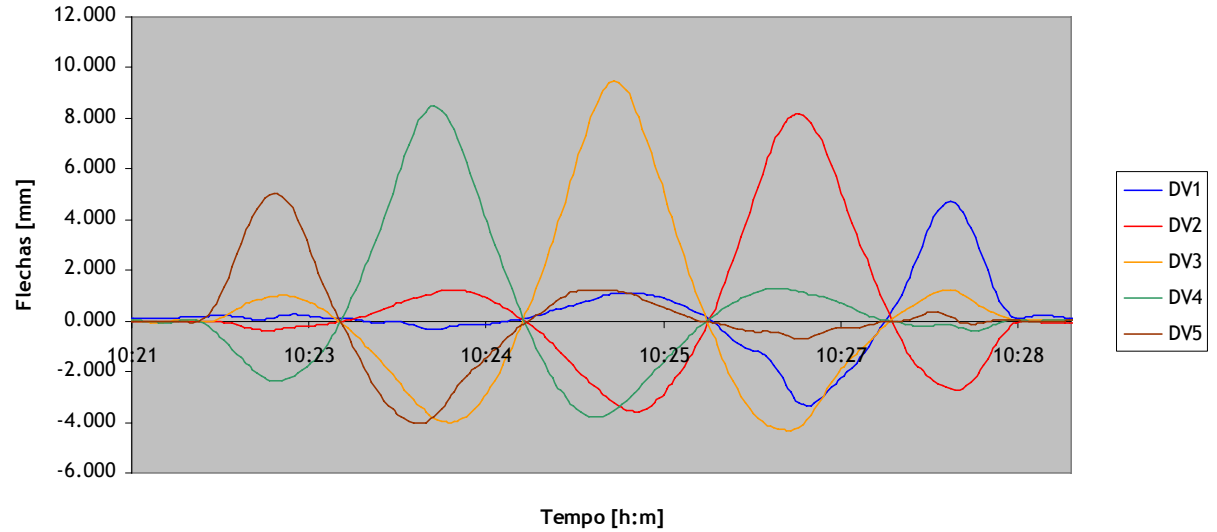


Figura 4.82 – Marcha 1 - Flechas nos vãos.

4.4.1.3 Rotações do tabuleiro nos apoios

As rotações do tabuleiro sob os apoios estão ilustradas nas Figuras seguintes. Considerou-se como rotação (inclinação) positiva o sentido horário.

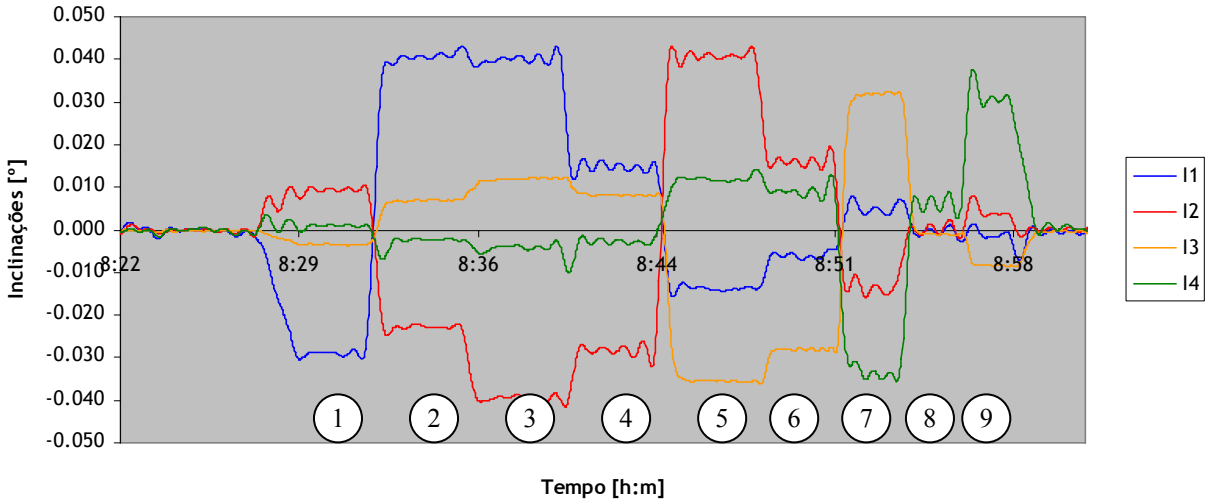


Figura 4.83 – Percurso 1 – Rotações nos apoios.

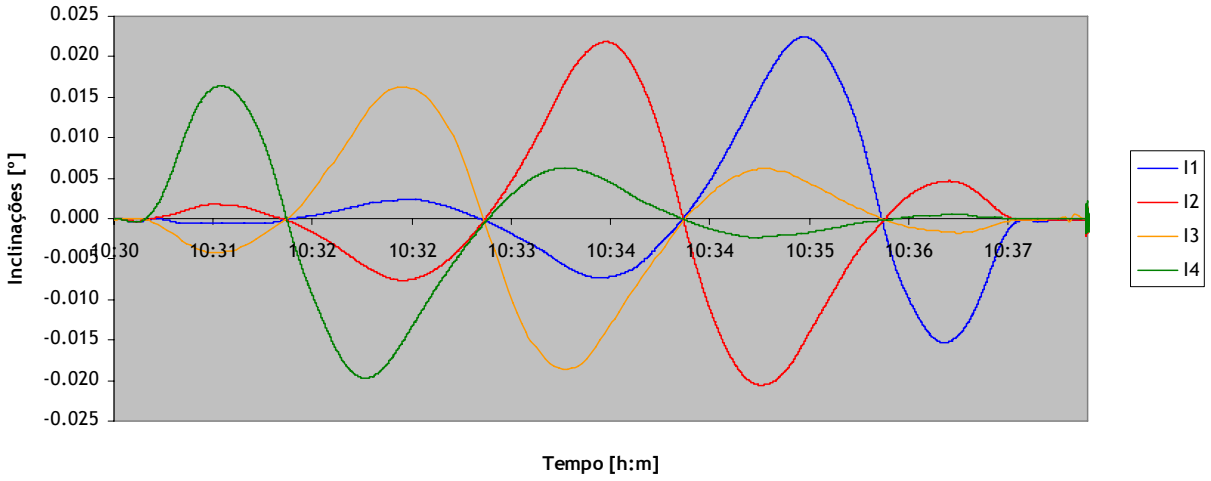


Figura 4.84 – Marcha 2 - Rotações nos apoios.

4.4.1.4 Deformação na alma

As deformações nas almas por cada percurso/marcha são apresentadas com dois gráficos de extensões (as superiores e as inferiores) e um gráfico de curvaturas. As extensões superiores são CV5, CV7 e CV9 e as inferiores CV3, CV6, CV8 e CV10. O sensor CV1 não respondeu conforme o esperado, apresentando demasiado ruído, pelo que não se apresentam os resultados deste sensor.

As curvaturas foram calculadas com as extensões medidas. Dado que não se dispôs do sensor CV1, considerou-se que a extensão é nula, no local do sensor CV1, conforme resulta de um cálculo elástico das propriedades da secção transversal e da análise dos resultados dos sensores CV5 e CV7 que situam em secções e vãos idênticos.

As secções analisadas nos vários tramos não abrangem fendas transversais pelo que os resultados apresentados à partida não vêm influenciados pela presença de fendas no campo de medição.

Estabeleceu-se como sentido positivo para as extensões um alongamento do betão.

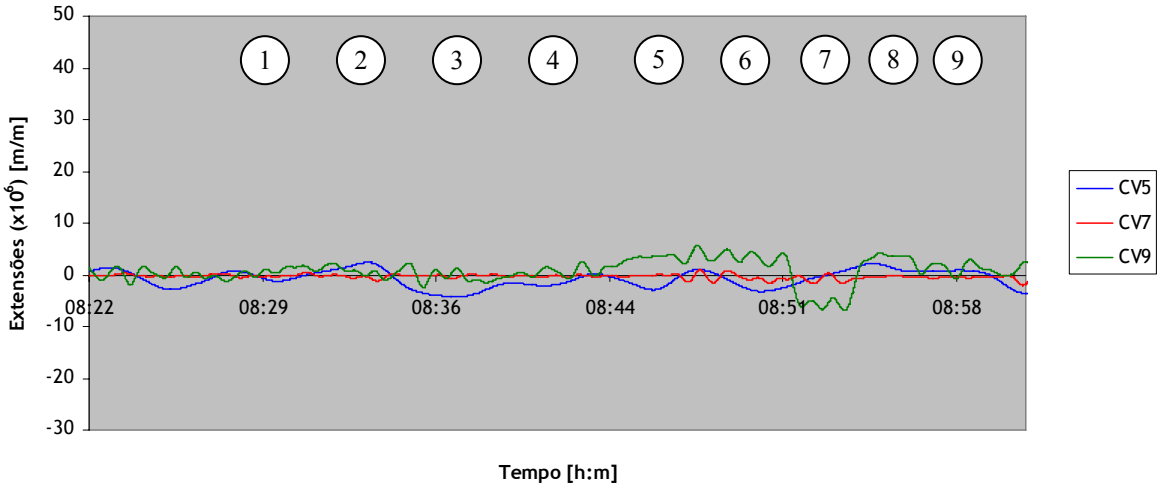


Figura 4.85 – Percurso 1 – Deformações na alma (sensores superiores).

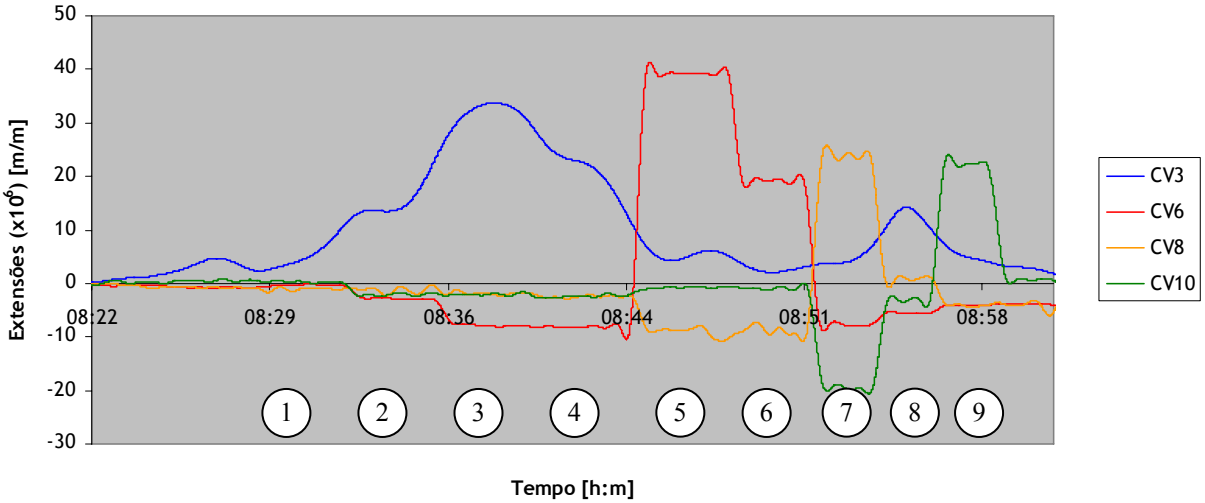


Figura 4.86 – Percurso 1 – Percurso 1 – Deformações na alma (sensores inferiores).

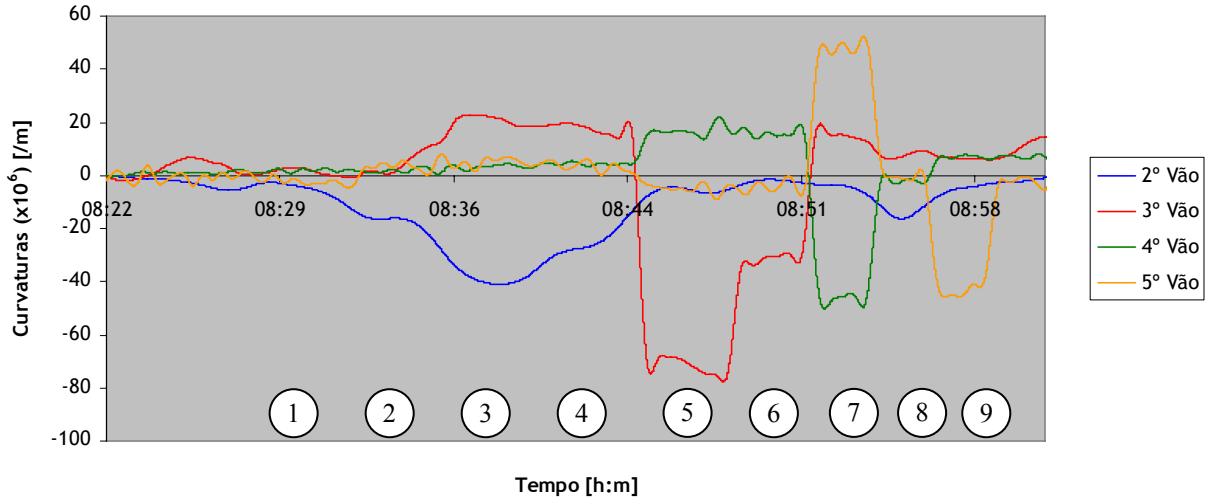


Figura 4.87 – Percurso 1 – Curvaturas nas secções de meio vão.

4.4.1.5 Fissuras na alma

As Figuras a seguir representam as aberturas de fendas ocorridas na alma central do tabuleiro durante o ensaio de carga. Estipulou-se para a abertura de fendas o sentido positivo quando ocorre o fecho da fenda.

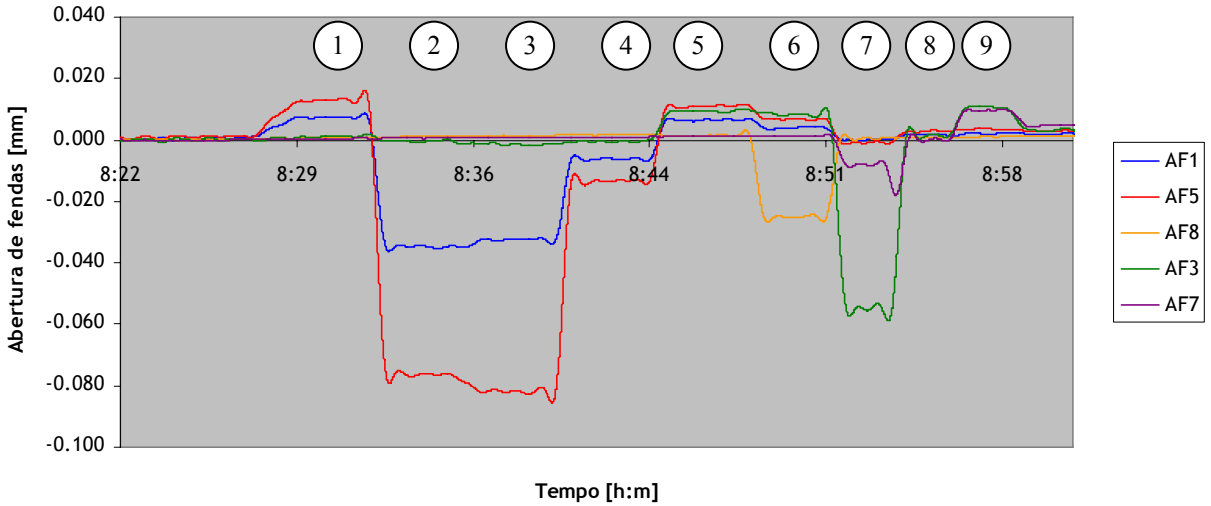


Figura 4.88 – Percurso 1 – Fissuras na alma.

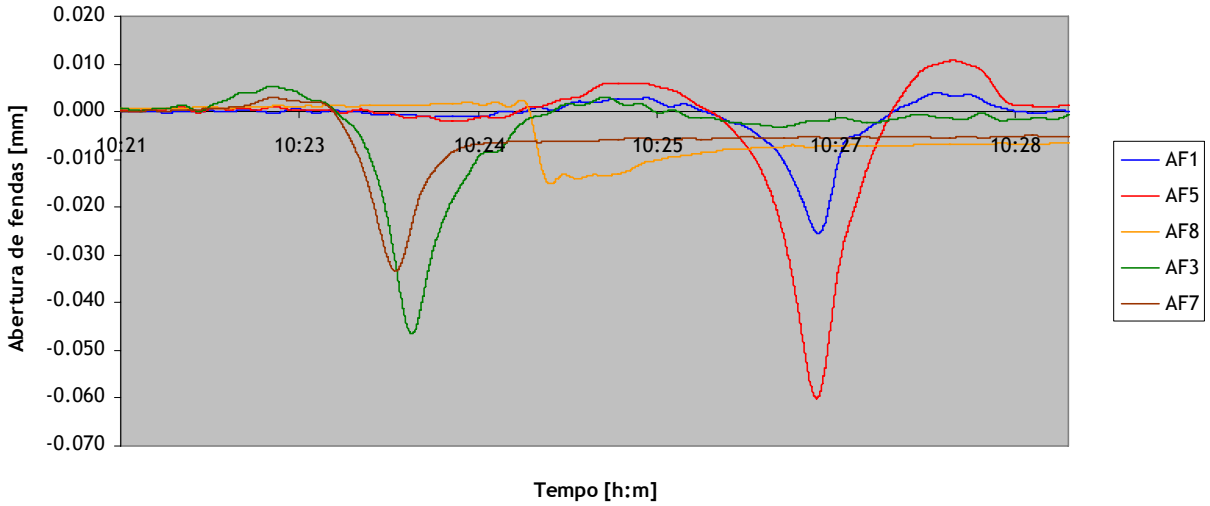


Figura 4.89 – Marcha 1 – Fissuras na alma.

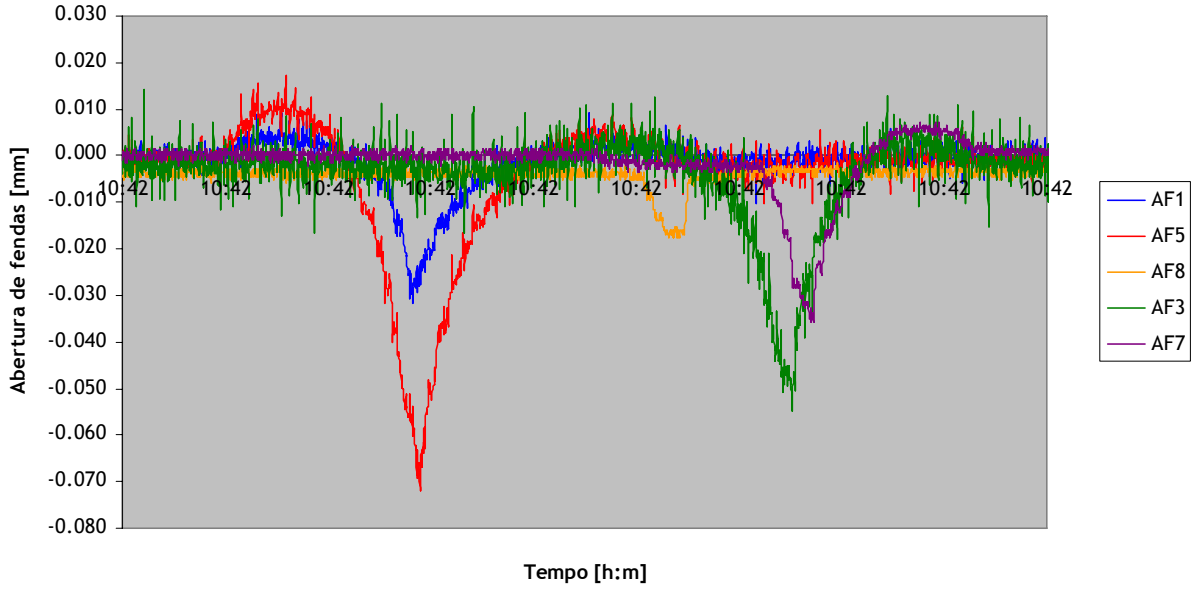


Figura 4.90 – Marcha 5 – Fissuras na alma.

4.4.1.6 Fissuras na laje inferior

As Figuras a seguir representam a abertura de fendas ocorridas na laje inferior do tabuleiro durante o ensaio de carga. Estipulou-se para a abertura de fendas o sentido positivo quando ocorre o fecho da fenda.

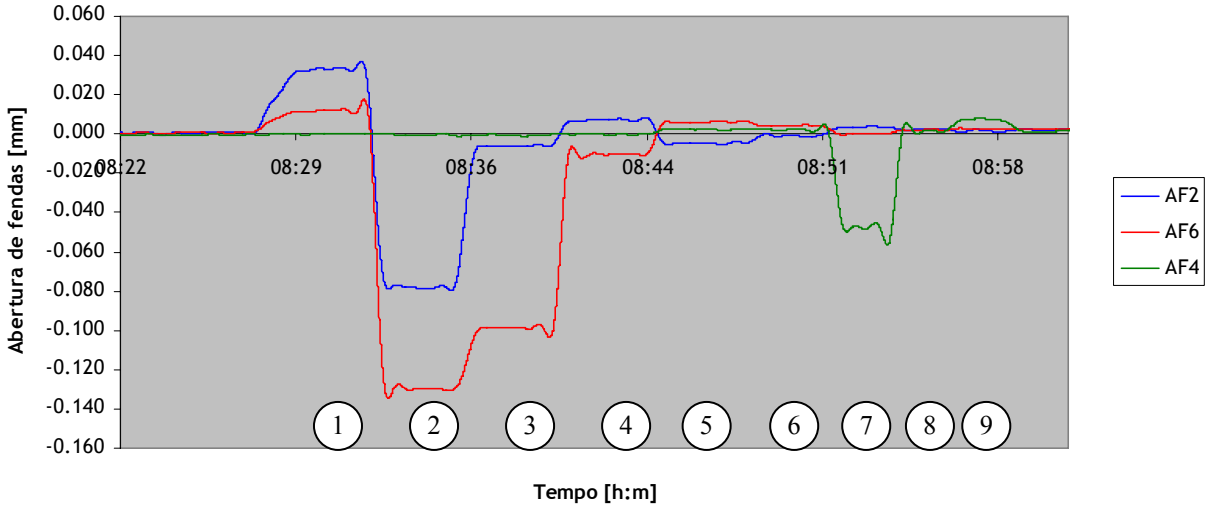


Figura 4.91 – Percurso 1 – Fissuras na laje inferior.

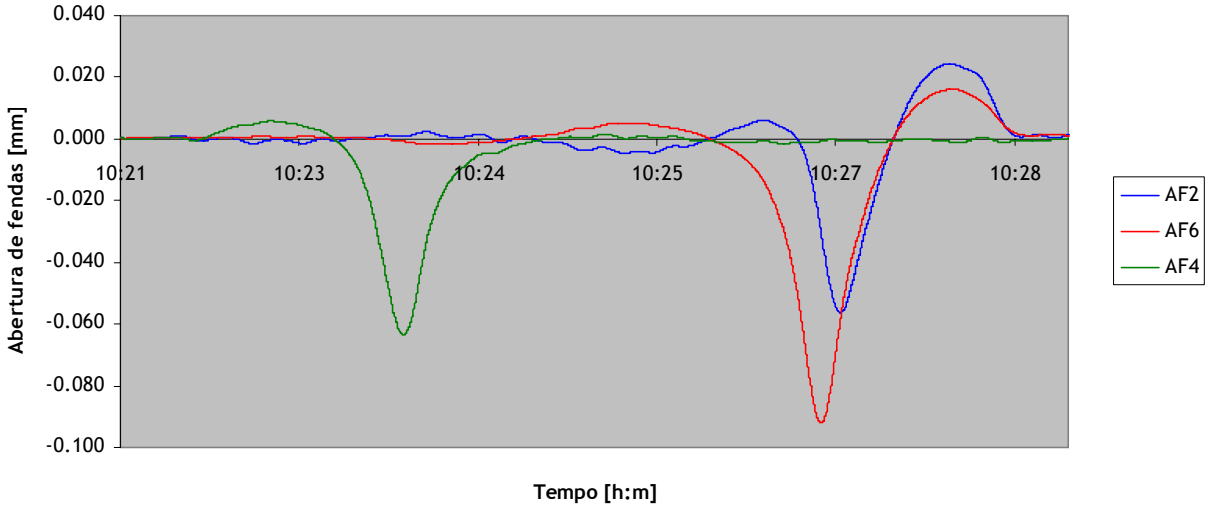


Figura 4.92 – Marcha 1 – Fissuras na laje inferior.

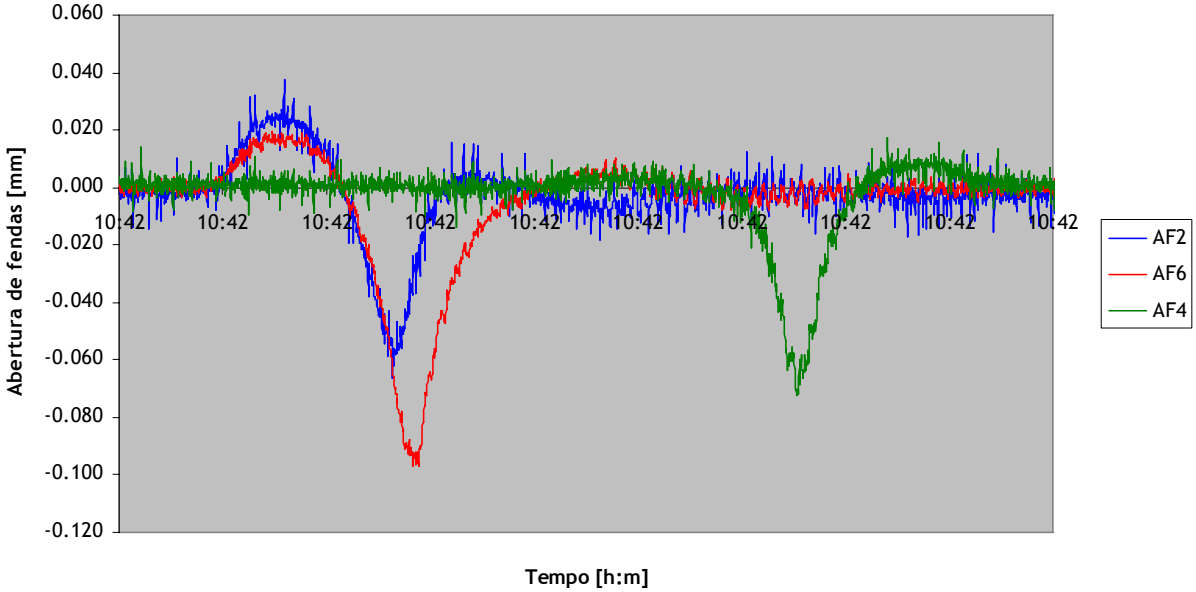


Figura 4.93 – Marcha 5 – Fissuras na laje inferior.

4.4.1.7 Movimentos nas juntas

Os movimentos nas juntas de dilatação (translação e rotação) encontram-se expostos nas Figuras seguintes. Os deslocamentos horizontais apresentados referem-se ao nível do centro de gravidade da secção transversal do tabuleiro junto ao encontro, que por sua vez coincide com a posição dos sensores I5 (margem esquerda) e I7 (margem direita). Já cada rotação é calculada com base nos resultados dos dois sensores presentes no respectivo encontro (I5 e I6, I7 e I8), tendo em conta a distância entre estes.

Convencionou-se que um encurtamento da junta de dilatação (fecho) é considerado como translação positiva. Para as rotações, a convenção é a mesma que foi usada para o tabuleiro nos apoios intermédios, isto é, como rotação positiva considera-se o sentido horário.

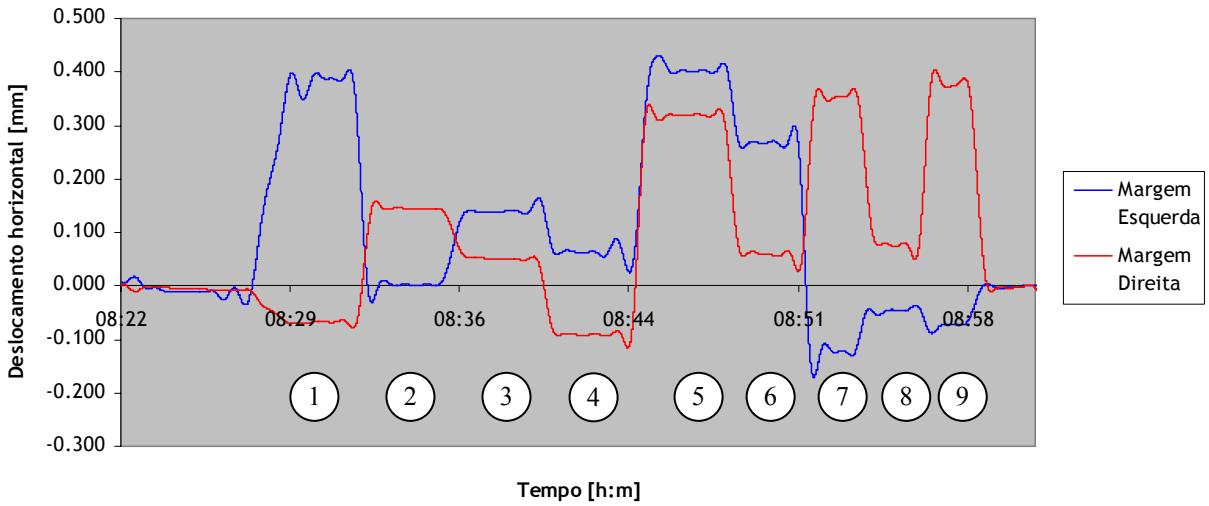


Figura 4.94 – Percurso 1 – Deslocamentos horizontais nas juntas de dilatação.

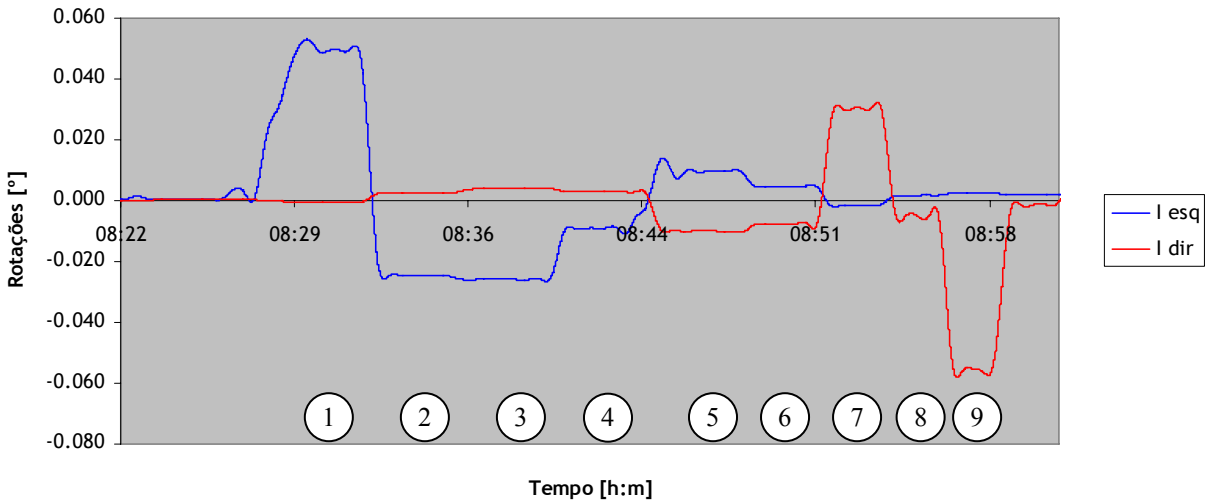


Figura 4.95 – Percurso 1 – Rotações nas juntas de dilatação.

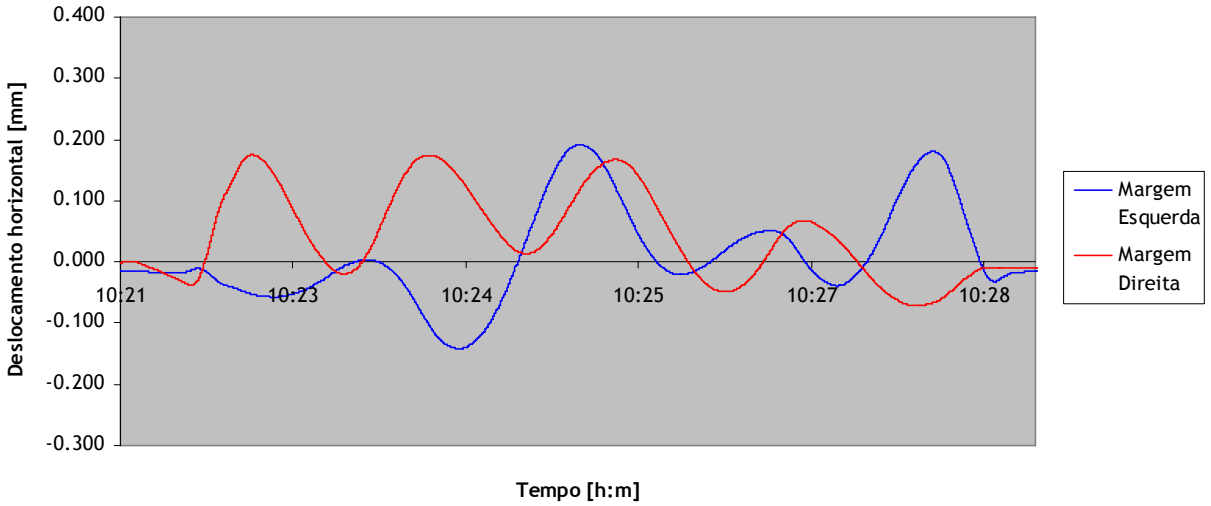


Figura 4.96 – Marcha 1 – Deslocamentos horizontais nas juntas de dilatação.

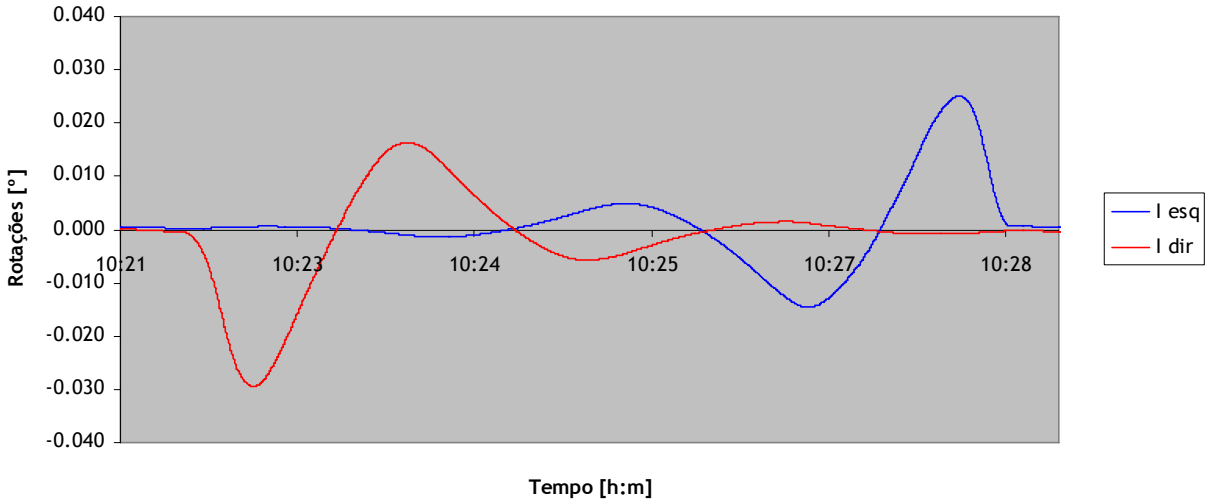


Figura 4.97 – Marcha 1 – Rotações nas juntas de dilatação.

4.4.1.8 Acelerómetro

A partir dos registos de diversas séries de acelerações foram estimadas as frequências naturais de vibração da ponte (Tabela 4.12). O método utilizado para a identificação das frequências naturais (Figura 4.98) foi o *peak-picking*, aplicado ao espectro densidade de potência médio normalizado (ANPSD – *Averaged Normalised Power Spectral Density*).

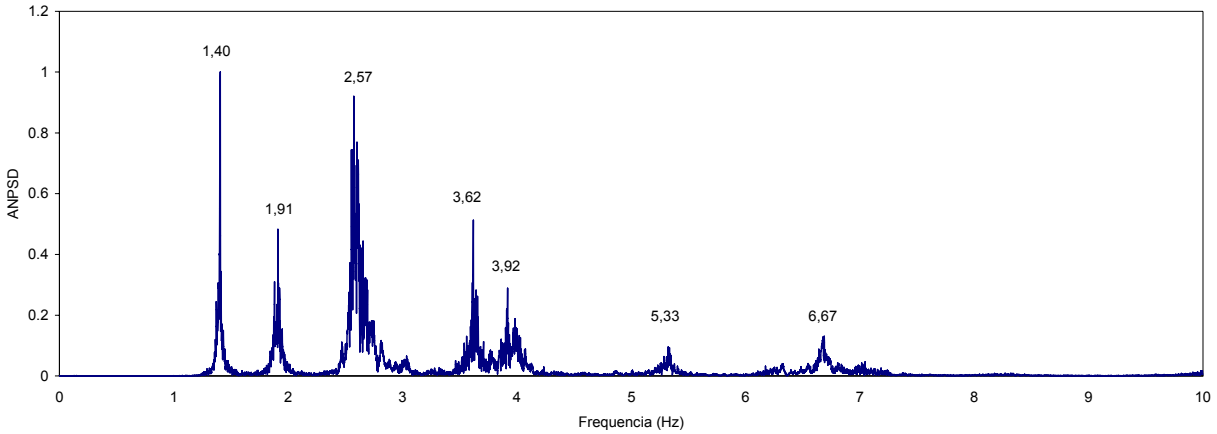


Figura 4.98 – Espectro densidade de potência médio normalizado (Figueiredo, 2007).

Tabela 4.12 – Frequências naturais da ponte.

Modo	***f* [Hz]**
1	1.40
2	1.91
3	2.57
4	3.62
5	3.92

4.4.2 Ensaio ambiental

No ensaio ambiental, conforme já foi referido, utilizaram-se os postos de observação PO1, PO2 e PO4. Os postos PO2 e PO4 estiveram a recolher dados durante três dias e meio enquanto no Posto PO1 apenas foram recolhidos dados durante três dias.

Os resultados apresentados representam a variação de cada grandeza medida em relação à média das medições efectuadas durante o ensaio ambiental.

Os resultados obtidos dos sensores foram sujeitos a um condicionamento de sinal simples baseado numa filtragem do sinal com uma frequência de corte muito baixa para eliminação do ruído.

4.4.2.1 Temperaturas

Na Figura 4.99 encontram-se registadas as temperaturas observadas durante o ensaio ambiental.

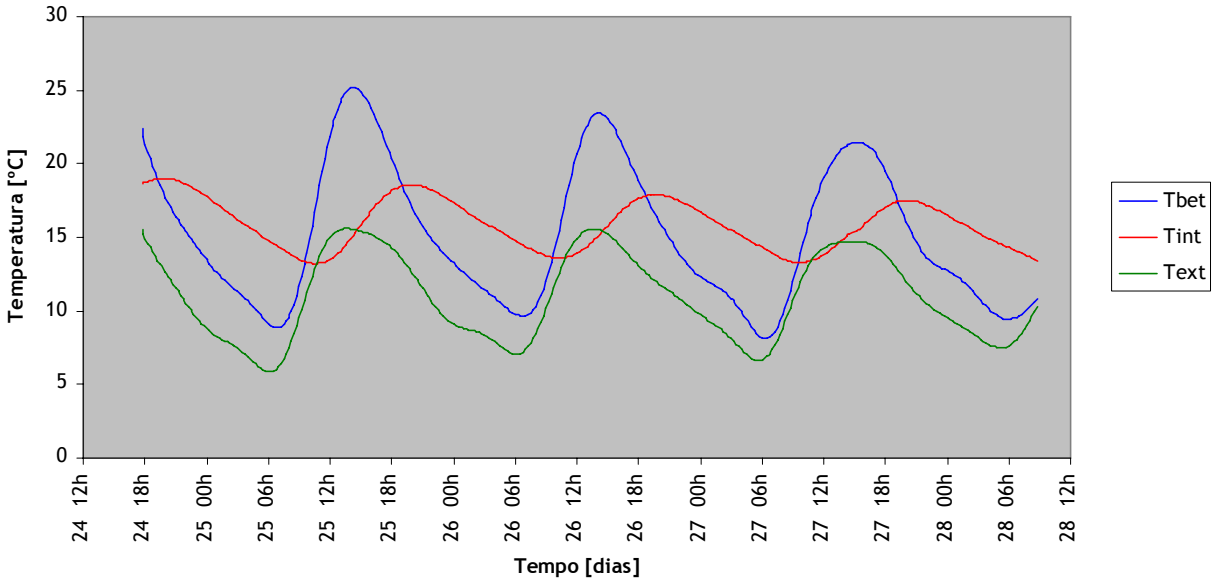


Figura 4.99 – Temperaturas registadas durante o ensaio ambiental.

4.4.2.2 Rotações do tabuleiro nos apoios

As rotações do tabuleiro sob os apoios estão ilustradas na Figura 4.100. Considerou-se como rotação (inclinação) positiva o sentido horário.

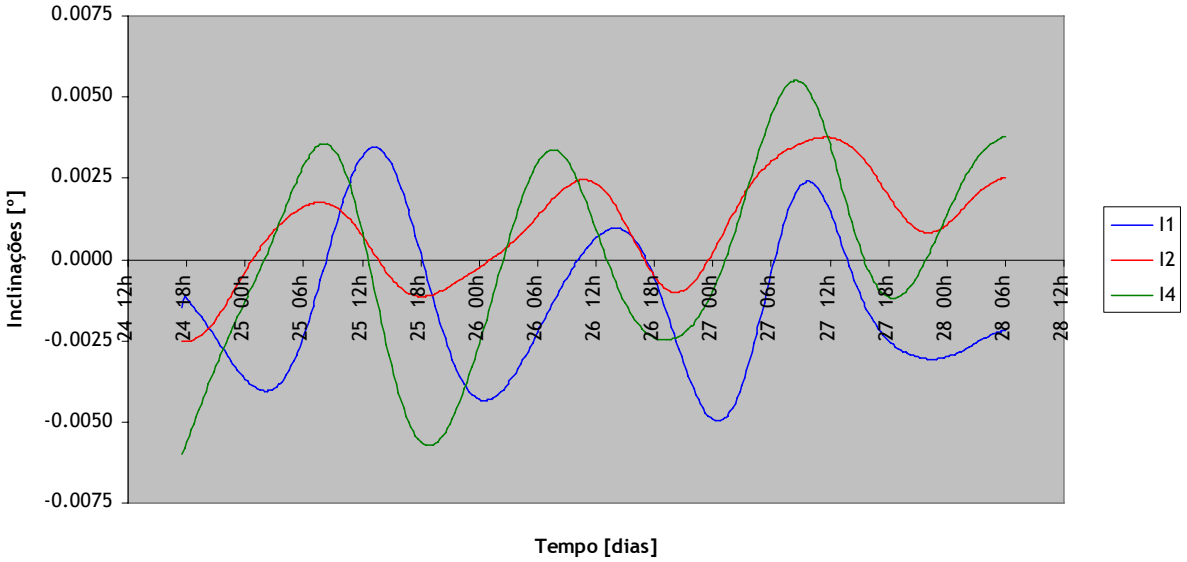


Figura 4.100 – Rotações nos apoios durante o ensaio ambiental.

4.4.2.3 Fissuras na alma

A Figura 4.101 representa a abertura de fendas ocorridas na alma do tabuleiro durante o ensaio ambiental. Estipulou-se para a abertura de fendas o sentido positivo quando o ocorre um fechamento de uma fenda.

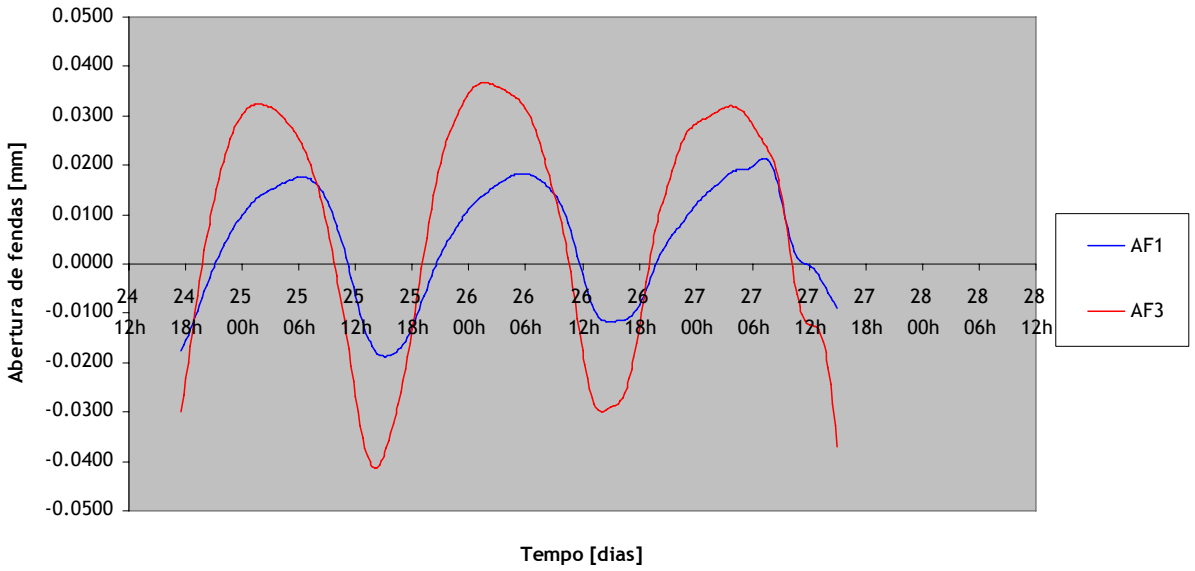


Figura 4.101 – Fissuras na alma durante o ensaio ambiental.

4.4.2.4 Fissuras na laje inferior

A Figura 4.102 representa a abertura de fendas ocorridas na laje inferior do tabuleiro durante o ensaio ambiental. Estipulou-se para a abertura de fendas o sentido positivo quando o ocorre um fechamento de uma fenda.

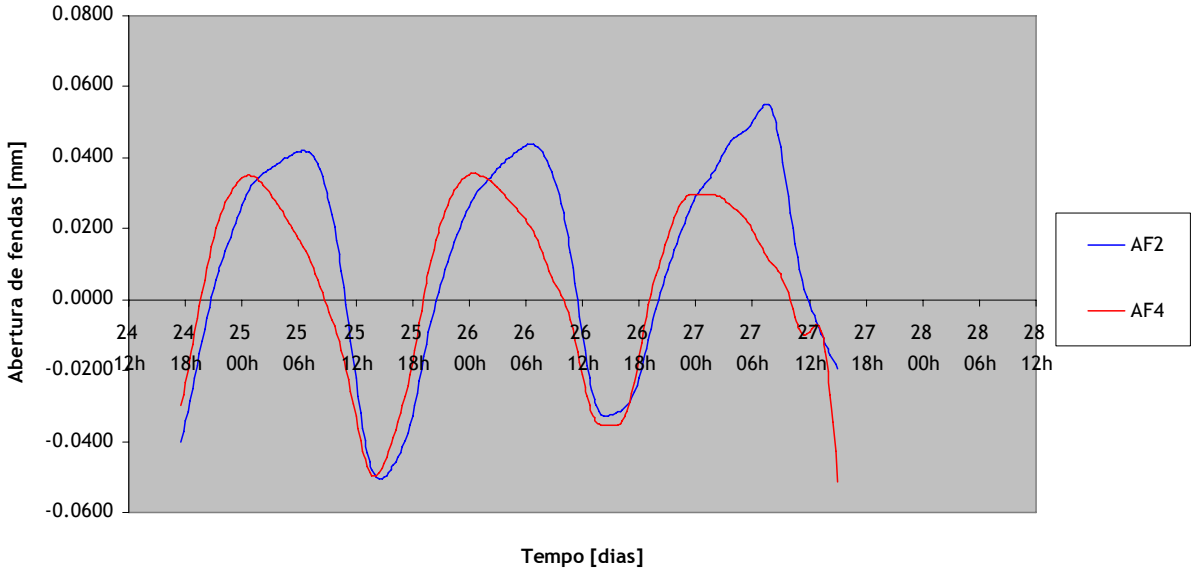


Figura 4.102 – Fissuras na laje inferior durante o ensaio ambiental.

4.4.2.5 Movimentos nas juntas

Os movimentos nas juntas de dilatação (translação e rotação) durante o ensaio ambiental encontram-se expostos nas Figuras seguintes. Os critérios de cálculo do deslocamento horizontal e rotação são os mesmos do ensaio de carga. Convencionou-se que um encurtamento da junta de dilatação (fecho) é considerado como translação positiva. Para as rotações, considerou-se como rotação positiva, o sentido horário.

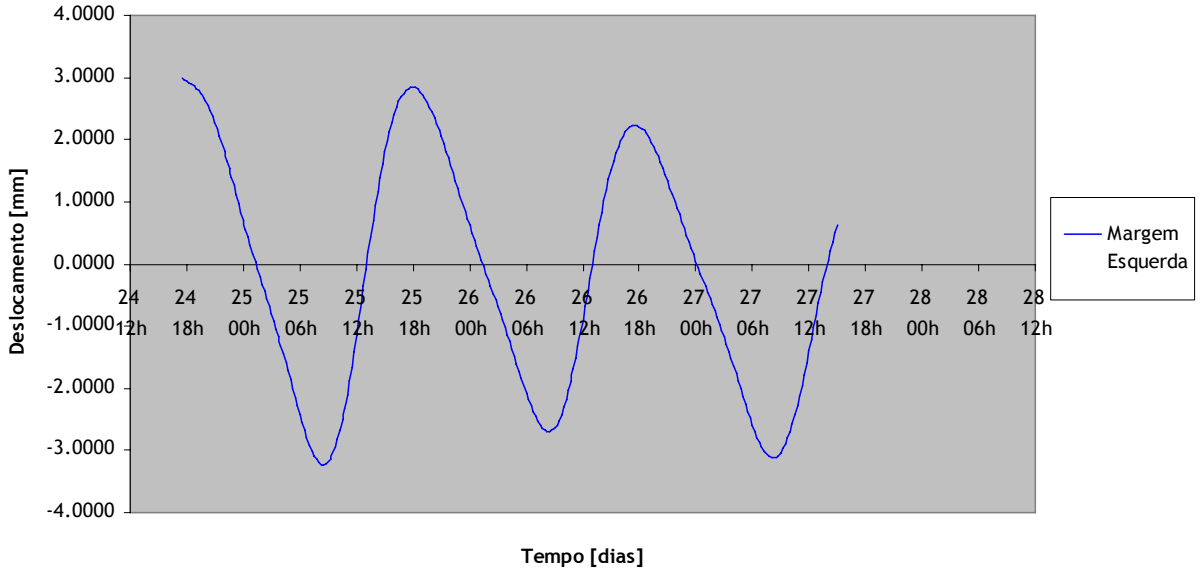


Figura 4.103 – Deslocamento horizontal na junta de dilatação da margem esquerda durante o ensaio ambiental.

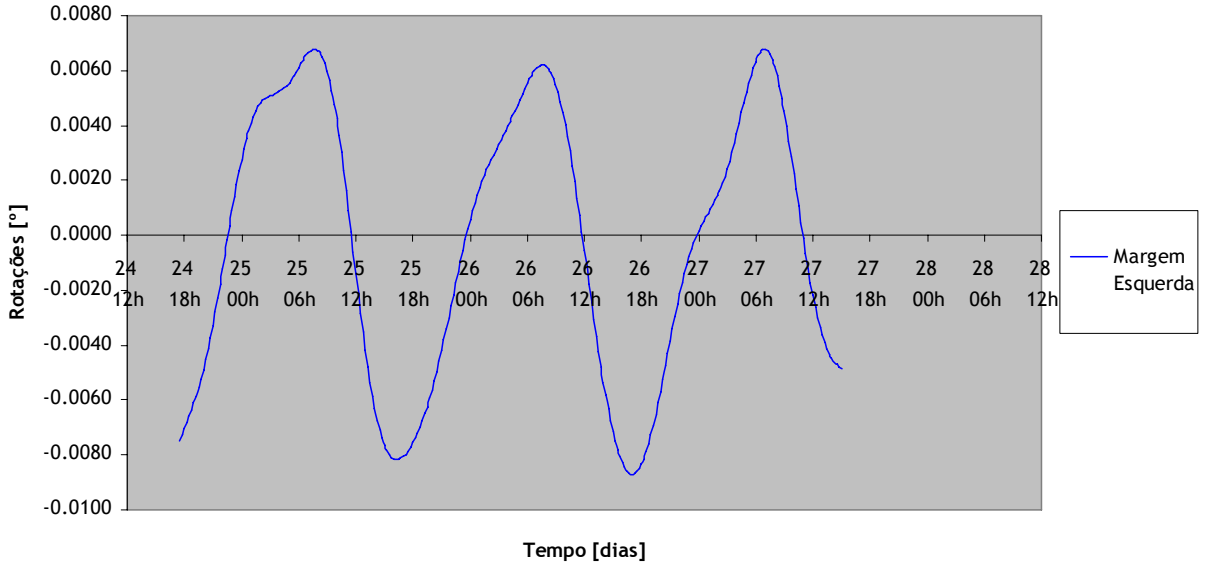


Figura 4.104 – Rotação na junta de dilatação da margem esquerda durante o ensaio ambiental.

4.5 VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS DO ENSAIO DE CARGA

Neste capítulo é efectuada uma comparação entre os resultados das medições do ensaio de carga e os valores previstos com o modelo numérico realizado.

4.5.1 Modelo numérico

Com o objectivo principal de simular a resposta da ponte na direcção longitudinal durante os ensaios de carga e ambiental e comparar com as medidas efectuadas aplicou-se um modelo numérico de elementos finitos utilizando o programa de cálculo *Robot Millennium 16.1*. Por outro lado, o modelo de cálculo possibilitou uma análise prévia do ensaio de carga permitindo uma selecção das secções a instrumentar e uma escolha da instrumentação mais adequada.

Como as cargas aplicadas durante o ensaio de carga foram bastante inferiores à combinação característica esperava-se que a ponte tivesse um comportamento linear elástico, apesar das fendas que já tinham sido observadas poderem modificar esse mesmo comportamento. Assim, o modelo apresentado é baseado num comportamento linear elástico material.

Para a correcta aplicação de modelos numéricos baseados em elementos finitos é fundamental a introdução das propriedades geométricas e materiais dos elementos a analisar, assim como as condições de ligação destes ao exterior.

Em relação à geometria foram tomadas algumas opções com vista a simplificar o modelo. Uma vez que apenas se pretende analisar a ponte na direcção longitudinal, a secção transversal é regular, a variação longitudinal da secção transversal é simples, a ponte em planta é recta e em alçado não apresenta grandes variações optou-se por construir um modelo composto por sucessivos elementos finitos de 2 nós, semelhantes a elementos de barra (Figura 4.105).



Figura 4.105 – Geometria do modelo de elementos finitos utilizado.

Consideraram-se barras com aproximadamente 3 m de comprimento, sendo que em planta o modelo é recto, tendo cada extremidade das barras um nó coincidente com uma das secções definidas no projecto da ponte e onde são estabelecidas as dimensões e propriedades geométricas das secções transversais no projecto. Em alçado, os nós onde ligam as barras situam-se no eixo

neutro da secção transversal. A rasante da via é recta nos tramos extremos e parabólica no tramo central enquanto, a posição do eixo neutro das várias secções em relação à rasante é parabólica em cada tramo. Assim sendo, a soma destes dois efeitos dá ao posicionamento global do eixo neutro uma sucessão de arcos, um por tramo, bastante abatidos (Figura 4.106).

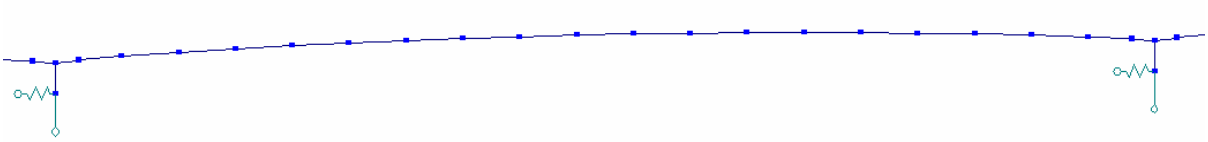


Figura 4.106 – Detalhe do modelo no vão 2 (entre P1 e P2).

Entre cada aduela maciça e as aduelas adjacentes existe uma diferença de cotas entre os respectivos eixos dada a elevada diferença entre o eixo geométrico das secções. Como tal, foi necessário introduzir uma barra vertical curta (Figura 4.107), com área e rigidez muito elevadas, a ligar cada barra das aduelas maciças às barras das aduelas adjacentes.

Uma vez que os apoios da ponte não se situam no eixo da secção, mas na parte inferior desta e, para traduzir correctamente os efeitos dos pilares e aparelhos de apoio sobre o tabuleiro foi necessário inserir no modelo uma barra vertical por cada apoio (Figura 4.107), desde o eixo neutro da secção da aduela maciça até à parte inferior da secção. Estas barras, tal como as descritas no parágrafo anterior apresentam uma área e rigidez muito elevadas.

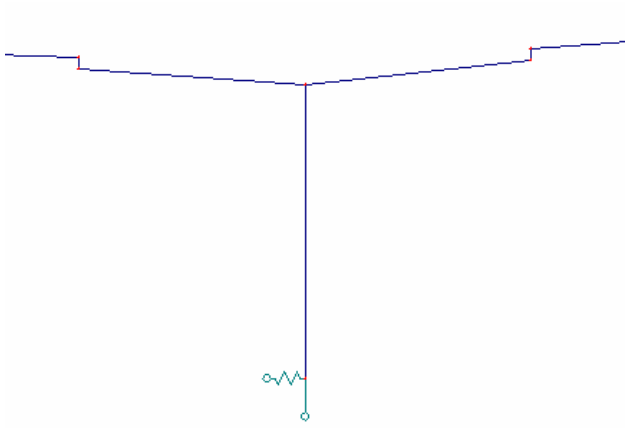


Figura 4.107 – Pormenores do modelo utilizado junto à aduela maciça e apoio.

Ao nível da geometria, exposta a disposição geral exterior falta apenas definir as propriedades das secções transversais de cada barra, isto é, a área e a inércia. Estas propriedades

variáveis ao longo dos vãos foram consideradas constantes em cada barra de 3m, sendo que os valores atribuídos a cada barra são a média dessas características entre a secção imediatamente à esquerda e a secção imediatamente à direita.

Para além da secção de betão considerou-se ainda parte da secção do passeio e a secção do pavimento betuminoso, sendo que esta última foi devidamente homogeneizada em betão através da consideração de um módulo de elasticidade igual a 1/3 do módulo de elasticidade do betão (Neves e Correia, 2006). Esta opção de considerar o passeio e o pavimento betuminoso no cálculo da inércia das secções transversais deveu-se à importância que estes elementos têm para a rigidez da estrutura. Em termos relativos, a sua inclusão levou a um aumento da rigidez da estrutura superior a 20%. Desprezou-se o efeito das armaduras ordinárias e de pré-esforço (Figura 4.108).

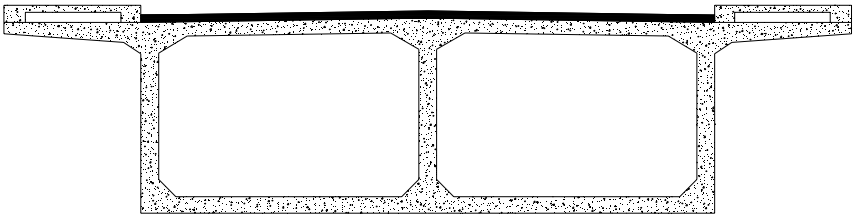


Figura 4.108 – Uma das secções transversais considerada para a definição das propriedades geométricas.

Não se realizaram quaisquer reduções da secção transversal devido ao efeito *shear-lag* que leva à consideração da largura efectiva nos banzos comprimidos dado que neste caso a largura efectiva dos banzos é a mesma da secção transversal.

Em relação às propriedades dos materiais interessa definir o módulo de elasticidade do betão. Uma vez que à partida não se conhece esta propriedade recorreu-se a uma correlação com a resistência à compressão do betão vinda no Eurocódigo 2:

$$E_{cm}(GPa) = 22 \times \left(\frac{fcm(MPa)}{10} \right)^{0.3} \qquad [4.2]$$

Durante a inspecção da ponte retiraram-se algumas carotes de betão no tabuleiro tendo-se verificado nos ensaios em laboratório resistências à compressão do betão da ordem dos 41 MPa. Deste modo, obtém-se um módulo de elasticidade de 34 GPa, valor atribuído à propriedade material dos elementos de barra do modelo numérico.

Em relação às condições de apoio optou-se por restringir os deslocamentos verticais nos vários pilares e encontros, e os deslocamentos horizontais nos pilares e no centro da ponte. Não se introduziram quaisquer apoios relativos a rotações. A opção pelos apoios verticais nos pilares e encontros não apresenta quaisquer dúvidas. Estes apoios são rígidos e portanto impedem os nós onde estão colocados de terem quaisquer movimentos na vertical. Quanto às restrições na direcção horizontal existem três situações diferentes:

- nos encontros não se introduziram quaisquer apoios, uma vez que de acordo com o projecto da ponte os aparelhos de apoio dos encontros não apresentam rigidez significativa;
- nos pilares consideraram-se apoios flexíveis com uma rigidez conjunta pilar + aparelho de apoio, conforme o projecto da ponte, ou seja, para os pilares centrais $K = 48\ MN/m$ e para os pilares laterais $K = 22\ MN/m$;
- apenas para a análise dinâmica (determinação das frequências próprias da estrutura) aplicou-se um apoio rígido no centro da ponte (meio vão do 3º tramo) para a eliminação das frequências próprias associadas aos modos de vibração horizontal.

A acção de cada veículo sobre a ponte, neste modelo numérico 2D, foi considerada através da introdução de três cargas verticais por cada veículo correspondentes ao peso dos veículos em cada eixo e colocadas na posição do respectivo eixo (Figura 4.109). No caso dos Percursos essas cargas são colocadas sucessivamente nas Posições correspondentes, enquanto nas marchas faz-se com que essas cargas percorram a ponte toda, de uma extremidade à outra.

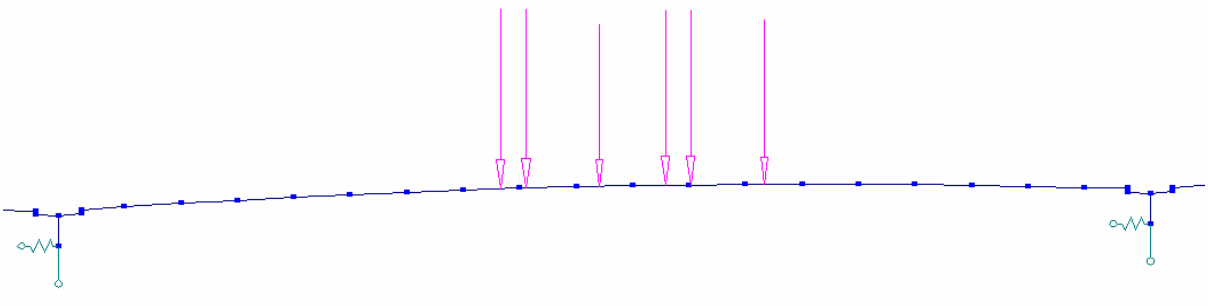


Figura 4.109 – Percurso 2 (2 Veículos em série), Posição 3: Acção considerada.

4.5.2 Comparação

4.5.2.1 Flechas

Da Figura 4.110 à Figura 4.112 são analisados os resultados das flechas nos vários tramos sob a forma de linhas de influência medidas e esperadas (modelo numérico).

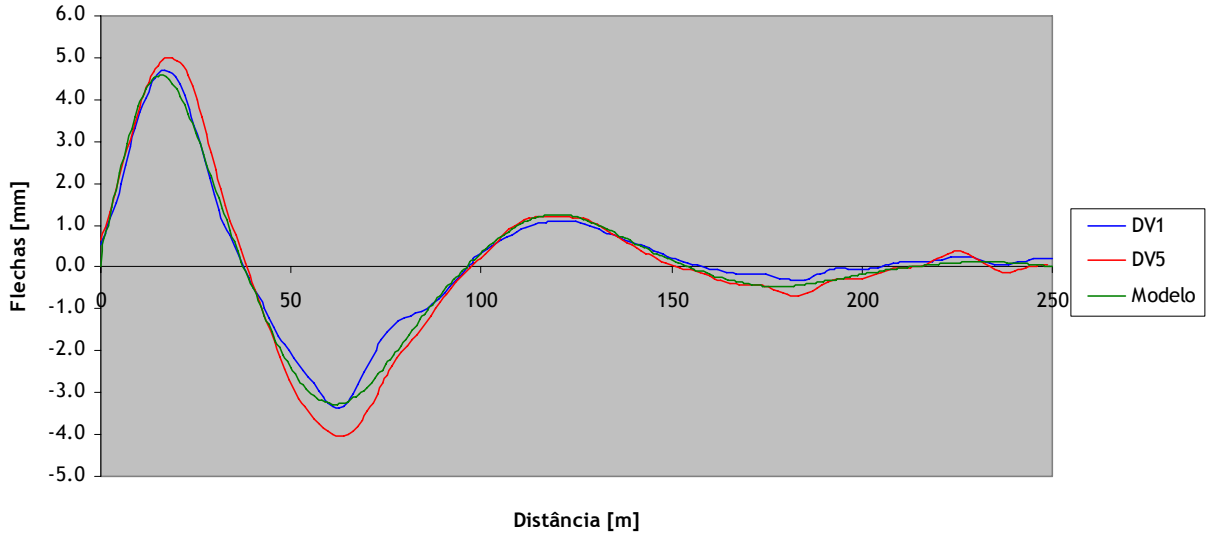


Figura 4.110 – Comparação entre o sensor DV1 e o simétrico de DV5 (em relação ao centro da ponte).

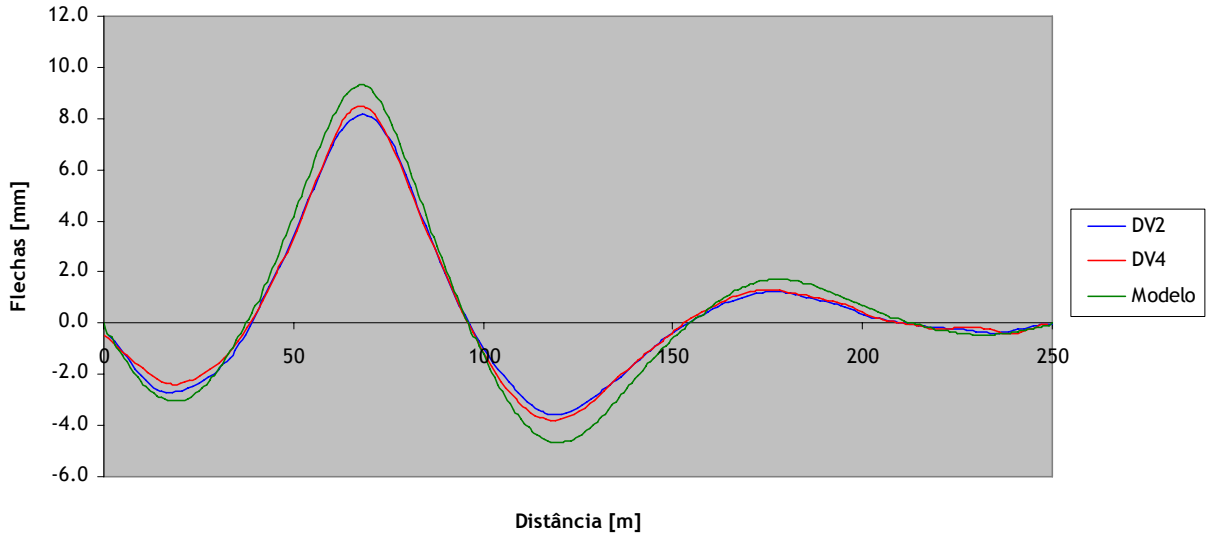


Figura 4.111 – Comparação entre o sensor DV2 e o simétrico de DV4 (em relação ao centro da ponte).

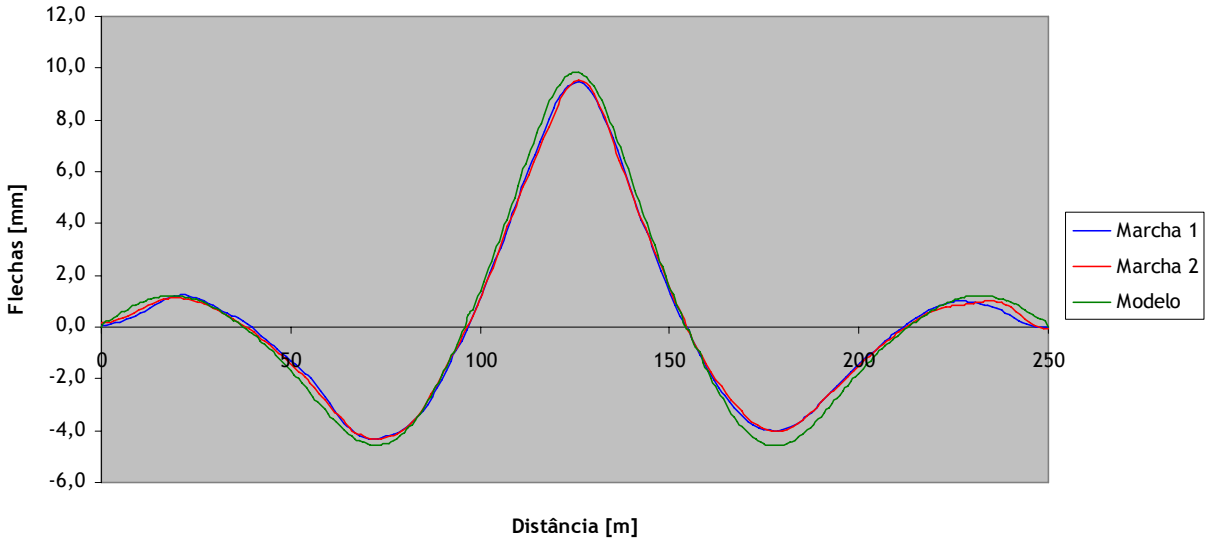


Figura 4.112 – Linhas de influência do sensor DV3.

Da análise das Figuras anteriores observa-se, de uma forma geral, o seguinte:

- as flechas medidas nos tramos 1 a 4 são inferiores às flechas previstas, enquanto no tramo 5 se verifica o inverso;
- no tramo 2 as desigualdades (negativas) aumentam quando carregados os tramos 1, 4 e essencialmente o tramo 3;
- no tramo 4 as discrepâncias (negativas) acentuam-se quando solicitados os tramos 2, 5 e particularmente o 3;
- no tramo 5 as diferenças (positivas) evidenciam-se quando solicitado o tramo 4.

4.5.2.2 Rotações

Nas Figuras seguintes são observados os resultados das rotações nos vários apoios através das suas linhas de influência.

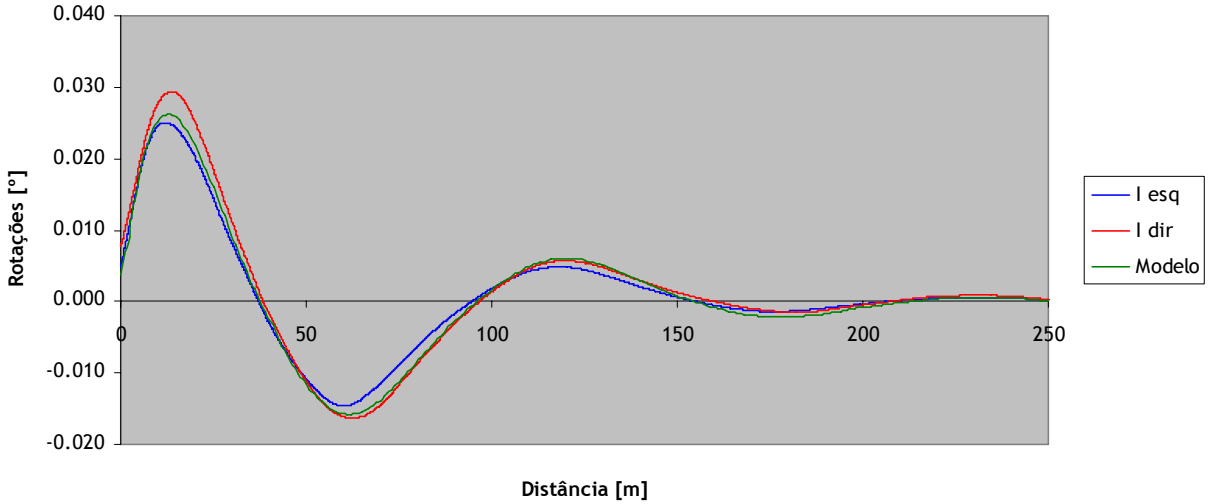


Figura 4.113 – Comparação entre a rotação da margem esquerda e o simétrico da rotação na margem direita (em relação ao centro da ponte).

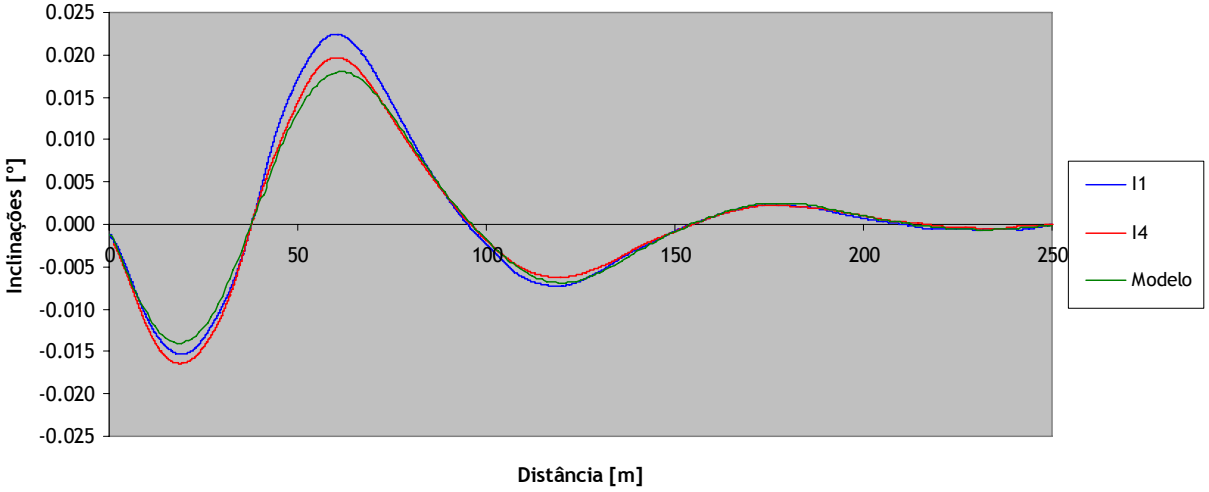


Figura 4.114 – Comparação entre o sensor I1 e o simétrico do sensor I4 (em relação ao centro da ponte).

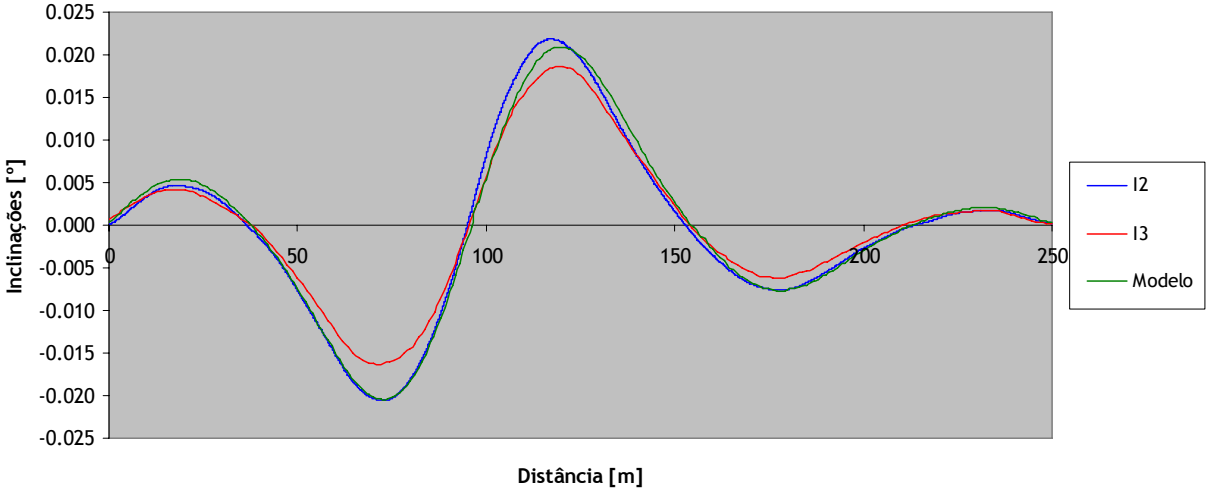


Figura 4.115 – Comparação entre o sensor I2 e o simétrico do sensor I3 (em relação ao centro da ponte).

Da observação das Figuras anteriores constata-se, em regra, o seguinte:

- as rotações medidas sobre os apoios P1, P4 e EMD são superiores às rotações previstas, sobre o apoio P2 as rotações medidas são praticamente iguais às esperadas, enquanto sobre os apoios EME e P3 as rotações medidas são inferiores às rotações previstas;
- sob o apoio P1 as diferenças (positivas) são maiores quando solicitado o tramo 2;
- sob o apoio P3 as desigualdades (negativas) são evidentes se carregado o tramo 4;
- sob o apoio P4 as discrepâncias (positivas) são superiores quando carregado o tramo 5.

4.5.2.3 Curvaturas

Nas tabelas seguintes são analisados os resultados das curvaturas nos tramos instrumentados.

Tabela 4.13 – Análise das curvaturas no tramo 2 (entre P1 e P2).

Percurso	Posição	Medições [x10^{-6} /m]		
		Lido	Modelo	Diferença
1	3	40.9	90.3	-55%
2	3	11.6	45.2	-74%
3	3	11.4	45.2	-75%
4	3	21.6	54.3	-60%

Tabela 4.14 – Análise das curvaturas no tramo 3 (entre P2 e P3).

Percurso	Posição	Medições [x10^{-6} /m]		
		Lido	Modelo	Diferença
1	5	82.0	93.3	-12%
2	5	34.1	46.7	-27%
3	5	32.7	46.7	-30%
4	5	24.1	55.8	-57%

Tabela 4.15 – Análise das curvaturas no tramo 4 (entre P3 e P4).

Percurso	Posição	Medições [x10^{-6} /m]		
		Lido	Modelo	Diferença
1	7	56.2	90.4	-38%
2	7	20.9	45.2	-54%
3	7	28.1	45.2	-38%
4	7	42.6	54.2	-21%

Tabela 4.16 – Análise das curvaturas no tramo 5 (entre P4 e EMD).

Percurso	Posição	Medições [x10^{-6} /m]		
		Lido	Modelo	Diferença
1	9	44.1	84.8	-48%
2	9	19.0	42.4	-55%
3	9	24.3	42.4	-43%
4	9	11.4	50.7	-78%

Ao contrário das medidas anteriores, as curvaturas representam um resultado local devido à existência de fissuras e, como tal, a interpretação dos resultados obtidos deve ser realizada com cuidado e qualquer tentativa de generalização e comparação com resultados globais pode não ser realista.

Contudo observaram-se as seguintes tendências:

- as curvaturas medidas são bastante inferiores às esperadas;
- os resultados do tramo 3 são os que, apesar de tudo, mais se aproximam do esperado.

4.5.2.4 Deslocamentos horizontais nas juntas de dilatação

Na Figura 4.116 e Figura 4.117 apresentam-se as comparações dos deslocamentos horizontais das juntas de dilatação da margem esquerda e da margem direita respectivamente.

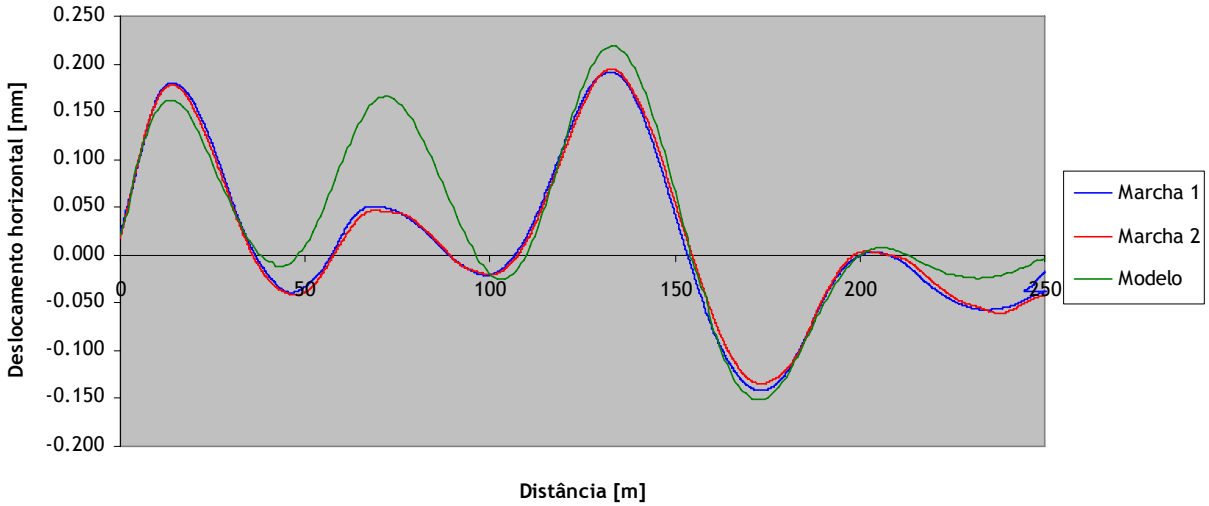


Figura 4.116 – Linhas de influência do deslocamento horizontal na junta de dilatação da margem esquerda.

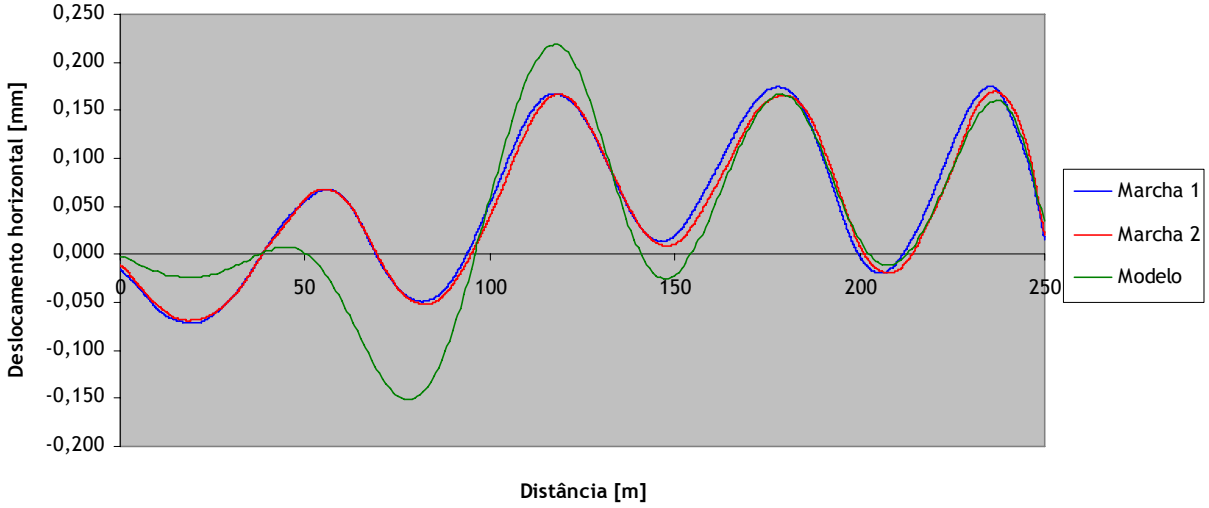


Figura 4.117 – Linhas de influência do deslocamento horizontal na junta de dilatação da margem direita.

Da análise das Figuras anteriores verifica-se que:

- os deslocamentos nas juntas de dilatação são bastante inferiores ao previsto no modelo numérico quando se solicita o tramo 2;
- os deslocamentos nas juntas de dilatação são um pouco inferiores ao esperado quando se carrega o tramo 3;
- os deslocamentos nas juntas de dilatação são superiores ao esperado quando se carrega o tramo extremo oposto à junta de dilatação que está a ser analisada.

4.5.2.5 Frequências naturais

Na Tabela 4.17 comparam-se as frequências de vibração associadas a modos de vibração verticais da estrutura com as do modelo numérico.

Tabela 4.17 – Análise das Análise das frequências próprias da estrutura.

Modo	Medições [Hz]		
	Lido	Modelo	Diferença
1	1.40	1.33	5%
2	1.91	1.90	1%
3	2.57	2.66	-3%
4	3.62	3.72	-3%
5	3.92	4.02	-2%

Constata-se que os resultados obtidos no modelo numérico são bastante próximos dos obtidos nas medições realizadas. O facto da 1.ª frequência ser um pouco superior, indica uma maior rigidez do tabuleiro, facto que está de acordo com os resultados globais obtidos nas flechas.

Nas Figura 4.118 a Figura 4.122 ilustram-se os modos de vibração verticais obtidos no modelo numérico associados às 5 primeiras frequências próprias da estrutura.

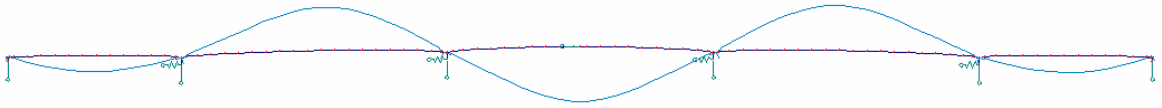


Figura 4.118 – Modo de vibração associado à 1.ª frequência própria.

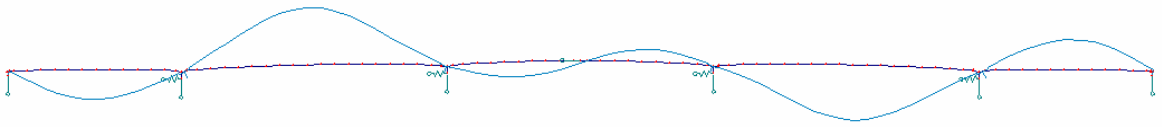


Figura 4.119 – Modo de vibração associado à 2.ª frequência própria.

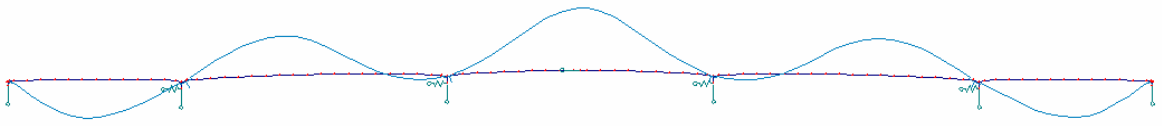


Figura 4.120 – Modo de vibração associado à 3.ª frequência própria.

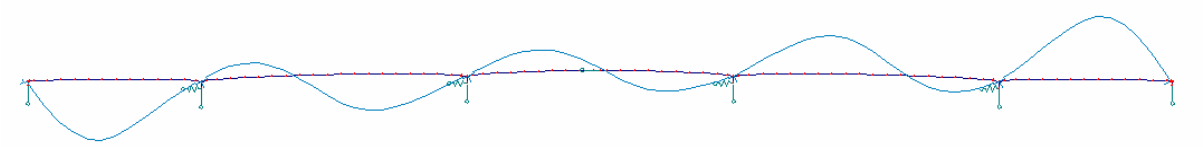


Figura 4.121 – Modo de vibração associado à 4.ª frequência própria.

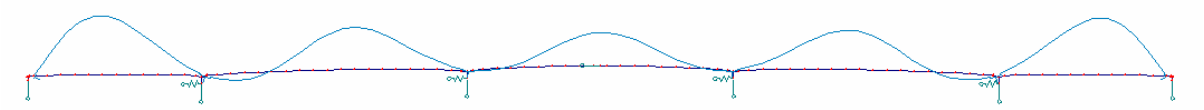


Figura 4.122 – Modo de vibração associado à 5.ª frequência própria.

4.5.3 Análise geral

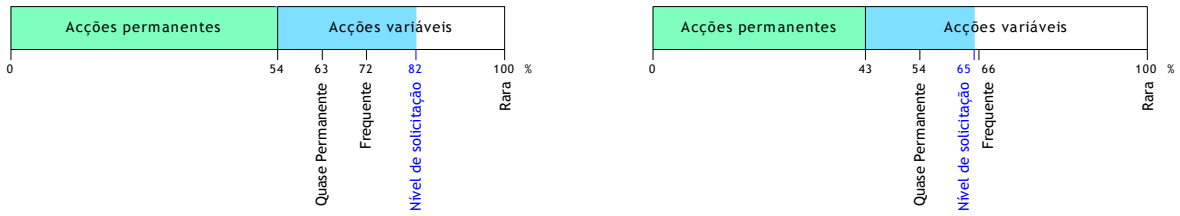
Em termos gerais os resultados globais obtidos no ensaio de carga estão dentro de uma margem de 30% em relação ao modelo elástico linear aplicado. As diferenças encontradas entre os resultados do ensaio de carga e os do modelo numérico podem ser justificadas por diversos factores:

- comportamento não linear da estrutura em alguns locais;
- comportamento diferenciado dos aparelhos de apoio;
- geometria real da obra diferente da geometria teórica adoptada no modelo.

Em relação às medidas locais, como as curvaturas, apesar de ser possível estimá-las no modelo numérico, a sua comparação com o resultado do ensaio de carga não é fácil porque se tratam de medidas locais de troços de ponte sujeitas a fenómenos globais e locais. Já em relação às fissuras não é possível estimar qualquer valor utilizando apenas um modelo elástico linear pelo que não se efectuaram comparações.

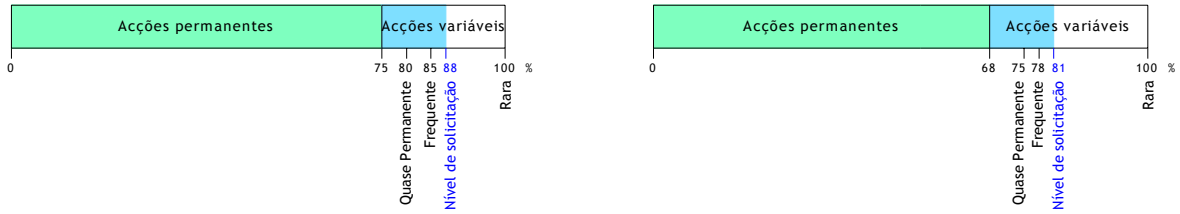
4.6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Considerando o peso dos 4 veículos carregados obteve-se um nível de solicitação na estrutura um pouco superior à combinação frequente. Nas Figura 4.123 e Figura 4.124 compara-se o nível de solicitação com as combinações de serviço do RSA e EC1 para o momento flector a meio vão e para o esforço transverso junto ao apoio.



a) RSA b) EC1

Figura 4.123 – Nível de solicitação (momentos flectores a meio vão).



a) RSA b) EC1

Figura 4.124 – Nível de solicitação (esforço transverso junto ao apoio).

Com o objectivo de simular a resposta da ponte em termos longitudinais durante o ensaio de carga e comparar com as medidas efectuadas, foi aplicado à estrutura um modelo numérico de elementos finitos com elementos de barra. O modelo, recto em planta e curvo em alçado apresenta algumas particularidades ao nível da geometria junto aos apoios. Ao nível da rigidez das barras considerou-se no cálculo das áreas e inércias das secções transversais para além da secção de betão armado, a secção do passeio e do pavimento betuminoso, dada a sua importância para a rigidez do tabuleiro. Este foi considerado o modelo base para comparação com os resultados das medições efectuadas.

Para além das incertezas relativas à existência de comportamentos não lineares na estrutura, existem incertezas quanto à rigidez adoptada (a nível geométrico e material) para as secções transversais das barras do modelo numérico. Em termos relativos, a inclusão do passeio e do pavimento betuminoso levou a um aumento da rigidez da estrutura superior a 20%. Se para além disso se considerasse também a armadura aderente (ordinária mais pré-esforço), a rigidez da estrutura poderia aumentar em mais 5%. Já se alterasse o módulo de elasticidade do betão de, por exemplo, 34GPa para 38 GPa, a rigidez da estrutura aumentaria 12%. Dadas as diversas incertezas optou-se por seleccionar as hipóteses que à partida pareciam ser as mais realistas e portanto as comparações efectuadas devem ser vistas sempre com alguma reserva.

Analisando as frequências próprias da ponte associadas aos modos de vibração vertical constata-se que os valores estimados com o modelo numérico (modelo base) se aproximam bastante dos valores medidos na estrutura.

Observando as flechas no meio vão dos vários tramos verifica-se que os valores obtidos com o modelo numérico não diferem significativamente dos valores medidos na ponte. Por outro lado, comparando os resultados medidos na estrutura em tramos simétricos, os valores das flechas medidas deveriam à partida ser idênticos nesses tramos simétricos. Contudo, no Tramo 5 observa-se que as flechas medidas são bastante superiores às obtidas no Tramo 1.

As rotações sob apoios registadas na estrutura durante o ensaio de carga também se aproximaram relativamente bem das rotações estimadas com o modelo numérico, embora nalguns casos com diferenças maiores do que nas flechas. Da comparação de rotações sob apoios simétricos verifica-se que a rotação sob o Encontro da Margem Direita é bastante superior à rotação sob o Encontro da Margem Esquerda, facto que está em consonância com o referido atrás sobre a flecha do Tramo 5.

Quanto às fissuras, importa registar os valores máximos da variação da abertura de fendas verificados no ensaio de carga. Assim, considerando o movimento total da fenda, fecho mais abertura, obtiveram-se os seguintes valores máximos: 0.1 mm para as fendas de corte da alma central e 0.15 mm para as fendas transversais que atravessam a laje inferior.

Se na zona das fendas principais da laje inferior, o comprimento de aderência destruída entre os cabos de pré-esforço e o betão fosse da ordem dos 150 mm, a variação de tensão na armadura de pré-esforço poderia atingir os 200 MPa. No caso da alma, como o comprimento de aderência destruída será menor, as tensões geradas seriam maiores, contudo estas fendas apresentam-se oblíquas em relação aos estribos, pelo que se depreende os ciclos de tensão nos estribos deverão ser da mesma ordem de grandeza ou inferiores ao dos cabos de pré-esforço.

De acordo com EC2, deve-se impor nas pontes pré-esforçadas o estado limite de descompressão para garantir a durabilidade material e, nos casos em que isto não seja cumprido, limitar a variação máxima de tensão em cabos pré-esforçados a 120 MPa, devido aos problemas de fadiga, ambas para uma combinação frequente de acções (do EC1). Estes dois aspectos que são fundamentais para garantir a durabilidade e segurança da estrutura estão claramente postos em causa de acordo com esta avaliação preliminar dos resultados do ensaio de carga.

No ensaio ambiental, os movimentos registados nas fendas da alma e laje inferior (abertura mais fecho) foram cerca de 60 % do valor máximo do observado no ensaio de carga para uma variação uniforme de 5 ºC e diferencial de 10 ºC, o que demonstra a grande actividade destas

fendas. Já as rotações sobre apoios foram apenas cerca de 10 % do valor máximo registado no ensaio de carga.

Num estudo semelhante noutra obra de arte Sundquist e James (2004) registaram movimentos numa fenda de corte com a temperatura ambiente. A causa da fissuração observada nessa ponte, idêntica à da Ponte N. S. Guia, teve como origem uma excessiva variação diferencial de temperatura.

4.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste capítulo foram introduzidos diversos assuntos relacionados com a monitorização estrutural e a realização dos ensaios de carga, quase sempre do ponto de vista prático. Foram apresentados diversos tipos de sensores, os sistemas de aquisição aplicados, a metodologia seguida na condução do ensaio de carga e até o tipo de tratamento de resultados realizado.

Exibiram-se os resultados obtidos e compararam-se os mesmos com os previstos recorrendo a um modelo numérico elástico linear. Por fim, avançaram-se algumas conclusões sobre o funcionamento estrutural da ponte.

Com a realização do ensaio de carga foi possível quantificar a resposta da estrutura para a solicitação aplicada e avaliar o comportamento estrutural da ponte, nomeadamente o nível de actividade das patologias estruturais de relevo como são as fendas diagonais nas almas e as fendas transversais na laje inferior do caixão. O ensaio de carga permitirá ainda aferir os modelos de simulação a usar na identificação da segurança estrutural.

Constatou-se que a resposta global da estrutura é muito próxima do comportamento linear elástico para o nível de solicitação a que a ponte foi submetida, no entanto, a actividade detectada de abertura e fecho das fendas observadas, na laje inferior e almas, perante a passagem dos veículos faz antever o não cumprimento dos estados limites de serviço.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Realizada a inspecção e o ensaio de carga nos capítulos anteriores, onde se constatou o estado da ponte a nível estrutural e de durabilidade, apresentam-se no presente capítulo as análises efectuadas com vista à justificação de algumas das anomalias observadas e à avaliação da segurança da obra de arte.

5.1 PONTOS DE PARTIDA

Nesta secção pretendem-se estabelecer as bases e orientações para as análises das secções seguintes deste capítulo. Assim para além das conclusões expressas nos capítulos anteriores começa-se por rever o projecto da ponte para depois se expor quais as análises efectuadas, seus motivos e objectivos.

5.1.1 Projecto da Ponte: Pré-esforço existente na ponte

Durante a construção, a estrutura da ponte passou por diversas fases construtivas e, portanto em cada fase existe uma estrutura diferente. Assim, numa primeira fase as várias estruturas são isostáticas (consolas) e numa segunda fase as diversas estruturas são hiperstáticas (conforme vão ocorrendo os vários fechos nos meios vãos e encontros).

De acordo com o projecto:

"As solicitações e as tensões consideradas no cálculo são as permitidas na regulamentação em vigor e as próprias das estruturas deste tipo e dos processos de construção adoptados."

"Na parte relativa ao betão pré-esforçado, para a qual não existe regulamentação oficial portuguesa, seguiu-se a regulamentação francesa, admitindo-se a utilização do sistema Freyssinet."

Mais à frente:

"1. Esforços em fase de construção"

"1.1 Esforços durante a construção"

"Os esforços nas diferentes secções são os ocasionados pelo peso próprio, pela equipagem móvel e pela eventual existência de aduelas em curso de elevação."

"1.2 Esforços instalados após as diferentes fases de construção"

"No momento da conclusão do tabuleiro os esforços instalados são a soma dos esforços parciais provenientes em cada uma das fases de construção."

"2. Esforços produzidos na estrutura completa"

"2.1 Esforços devido às variações de temperatura"

"Para ter em conta a incidência directa dos raios solares sobre a face superior do tabuleiro admitiu-se a possibilidade de a diferença de temperatura entre esta face e a inferior poder atingir 10 ºC."

"2.2 Esforços devido às deformações diferidas"

"Na determinação destes esforços seguiu-se o processo indicado na obra "Béton Précontraint" de "Y. Guyon", … e admitiu-se ser igual a 2 o coeficiente de fluência do betão (ϕ). Tal como aquele autor preconiza para obras deste género, foi apenas tomado 40% do factor $\frac{\phi}{1+\phi}$ na determinação das incógnitas hiperstáticas."

"2.3 Esforços devido aos revestimentos"

"A acção dos revestimentos corresponde à actuação de uma carga uniformemente distribuída de 3.610 t/m …"

"2.4 Esforços devido às sobrecargas"

"As solicitações consideradas são as definidas nas alíneas a) e b) do art.º 24 do R.S.E.P., sendo o veículo tipo o correspondente à classe A."

"3. Esforços de cálculo"

"Os esforços de cálculo foram obtidos por combinação judiciosa dos esforços atrás determinados, tendo-se designado por M_1 e M_2 os valores extremos dos momentos e por T_t o esforço cortante de cálculo."

Adiante:

"Determinados que foram os momentos flectores máximos durante a construção e os momentos máximos (M_2) e mínimos (M_1) em serviço … torna-se necessário proceder ao cálculo do pré-esforço mínimo necessário para absorver aqueles esforços."

Depois, o projectista estabelece as condições a respeitar para o cálculo do pré-esforço mínimo:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \dfrac{F}{A} + \left(M_1 + F \times e_0\right) \times \dfrac{V}{I} \geq R \\ \sigma_1' = \dfrac{F}{A} - \left(M_1 + F \times e_0\right) \times \dfrac{V'}{I} \leq R' \end{cases} \qquad \begin{cases} \sigma_2 = \dfrac{F}{A} + \left(M_2 + F \times e_0\right) \times \dfrac{V}{I} \leq R' \\ \sigma_2' = \dfrac{F}{A} - \left(M_2 + F \times e_0\right) \times \dfrac{V'}{I} \geq R \end{cases} \qquad [5.1]$$

em que:

σ_1 - tensão na fibra superior quando actua o momento flector M_1

σ_1' - tensão na fibra inferior quando actua o momento flector M_1

σ_2 - tensão na fibra superior quando actua o momento flector M_2

σ_2' - tensão na fibra inferior quando actua o momento flector M_2

F - pré-esforço total

A - área da secção transversal

e_0 - excentricidade do cabo resultante (positiva para cima do centro de gravidade e negativa para baixo)

$\dfrac{I}{V}$ e $\dfrac{I}{V'}$ - módulo de resistência da secção transversal

R - tensão de segurança do betão à tracção

R' - tensão de segurança do betão à compressão

Posteriormente:

"O betão utilizado, da classe B350, permite adoptar como tensões de segurança para a flexão as seguintes."

"a) à compressão R' = 130 Kg/cm^2 = 1 300 t/m^2 " (= 13 MPa)

"b) à tracção R = -113 t/m^2 " (= -1.13 MPa)

"No entanto, tal como é imposto pela maior parte da regulamentação estrangeira, nomeadamente a francesa, não admitiremos, em serviço, a possibilidade de existirem fibras traccionadas adoptando-se portanto R = 0 t/m^2"

A seguir o projectista calcula secção a secção as forças de pré-esforço mínimo que satisfaçam as condições anteriores.

Sobre o esforço transverso:

"Admitiram-se determinados valores de pré-esforço e inclinação de cabos nas diversas secções que, só por acaso, coincidem com os valores reais. Isto, porque, desconhecendo-se o tipo de pré-esforço a aplicar é impossível, à priori, definir exactamente o número de cabos que baixam em cada caixão."

Ao contrário do que aconteceu com a flexão, o efeito do pré-esforço para o cálculo do esforço transverso foi considerado do lado da acção, reduzindo assim o esforço total actuante:

"… do esforço transverso reduzido T_r, da parcela de correcção $\sum F.sen\,\alpha$ …"

Depois:

"A tensão tangencial t foi determinada ao nível do centro de gravidade pela fórmula de resistência de materiais:"

$$t = \frac{T_r \times S_x}{I \times \bar{b}} \qquad [5.2]$$

em que:

T_r - esforço transverso reduzido

S_x - momento estático da secção acima do centro de gravidade

I - momento de inércia da secção

$\overline{b}$ - largura útil das almas

"A este respeito salienta-se que as condições mais desfavoráveis não se obtêm geralmente ao nível do centro de gravidade mas sim, ou ao nível do ponto de encontro dos esquadros de reforço com as almas, ou ao nível dos cabos de pré-esforço no seu traçado de abaixamento ao longo das almas. Admite-se, no entanto, que basta verificar as condições ao nível do centro de gravidade, desde que, se adopte como largura de alma em toda a altura, o valor mínimo desta e que se obtém deduzindo-lhe a largura das bainhas dos cabos nela situadas. "

"O valor de $\overline{t}$ é obtido a partir da fórmula de Walther:"

$$\overline{t^2} \leq \begin{cases} R \times (R - \sigma_b) \\ \\ R' \times (R' - \sigma_b) \end{cases} \qquad [5.3]$$

sendo a notação de *R* e *R'* contrária da usada na flexão.

Não há nenhuma explicação para o cálculo da armadura dos estribos, assim como do significado do parâmetro $\overline{t}$. Contudo pela observação das folhas de cálculo, deduz-se que terá sido utilizado o seguinte raciocínio:

1.º - Cálculo das tensões no centro de gravidade da secção: $\sigma_X = \sigma_b$, $\sigma_Y = 0$ e $\tau = t$;

2.º - Determinação da direcção da tensão principal de compressão (direcção da escora de compressão num modelo de escoras e tirantes) em cada secção, fundamentada nos princípios do Estado Plano de Tensão baseados na seguinte procedimento:

2.1 – Traçado do Círculo de Mohr para o ponto do centro de gravidade da secção (Figura 5.1);

2.2 – Determinação do Pólo Irradiante das Facetas (Figura 5.2);

2.3 – Determinação das direcções das tensões principais (Figura 5.3);

2.4 – Cálculo da direcção da tensão principal de compressão (Figura 5.4).

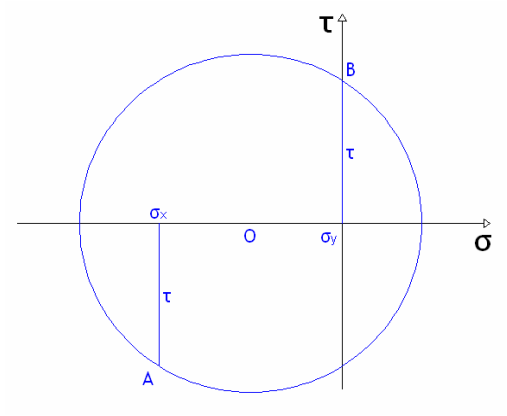


Figura 5.1 – Círculo de Mohr.

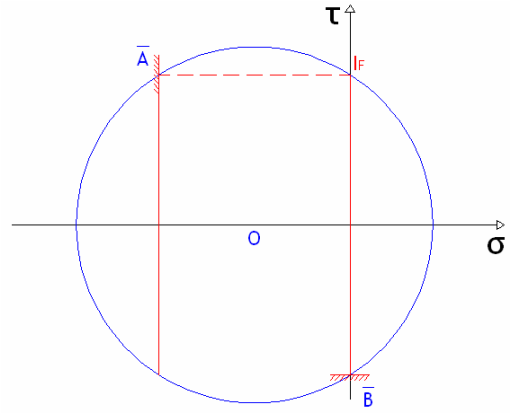


Figura 5.2 – Pólo Irradiante das Facetas.

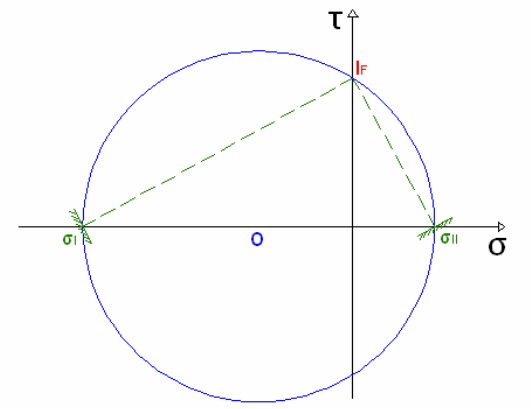


Figura 5.3 – Direcções principais de tensão.

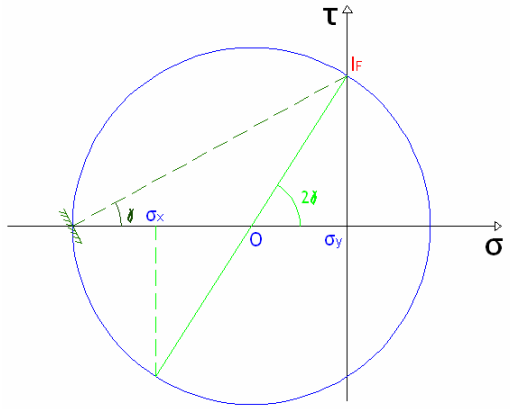


Figura 5.4 – Direcção principal de compressão.

$$tg(2\times\gamma)=\frac{2\times\tau}{\sigma_Y-\sigma_X}=\frac{2\times t}{\sigma_b}\qquad\Rightarrow\quad\gamma \tag{5.4}$$

3.º - Cálculo dos estribos em cada secção com base no modelo simplificado da Figura 5.5, em que a escora de compressão tem a direcção da tensão principal de compressão. A_t/P_1 representa a área da secção das armaduras de esforço transverso por metro;

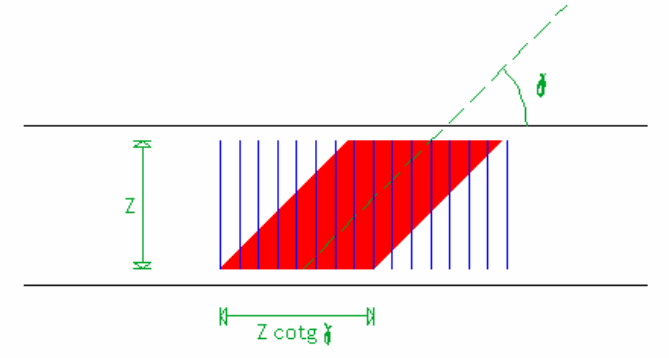


Figura 5.5 – Modelo simplificado de cálculo.

Estabelecendo o equilíbrio de forças na vertical chega-se à expressão seguinte, que consta das folhas de cálculo do projecto:

$$\begin{aligned} & F\,escora_{\,vertical} = F\,resistente_{\,estribo} \\ \Leftrightarrow\ & \tau \times \bar{b} \times Z = \frac{A_t}{P_1} \times \sigma_a \times Z \times cotg(\gamma) \\ \Leftrightarrow\ & \frac{A_t}{P_1} = \frac{\tau \times \bar{b}}{\sigma_a \times cotg(\gamma)} \end{aligned} \qquad [5.5]$$

O valor de σ_a adoptado nunca é referido ao longo do projecto mas pelos valores apresentados para as áreas das armaduras dos estribos supõe-se que terá sido cerca de 240 MPa.

4.º - Verificação de que nenhuma das tensões principais excede as tensões de segurança do betão (Figura 5.6) através da fórmula de Walther, cuja génese, em princípio, reside exactamente nessas duas condições (tracção e compressão).

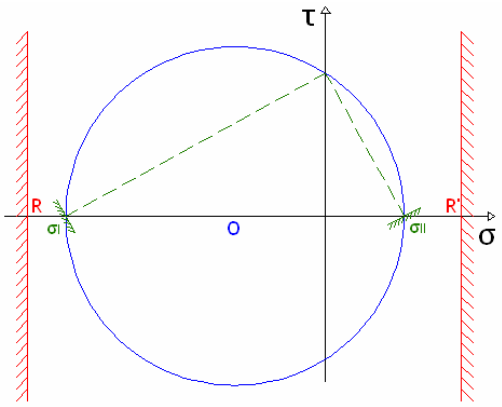


Figura 5.6 – Tensões de segurança do betão.

$$\begin{array}{ccc} \sigma_I \le R & & \sigma_{II} \le R' \\ \Leftrightarrow \frac{\sigma}{2} - \sqrt{\tau^2 + \frac{\sigma^2}{4}} \le R & \sigma = -\sigma_b & \Leftrightarrow \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\tau^2 + \frac{\sigma^2}{4}} \le R' \\ \Leftrightarrow \tau^2 \le R \times (R - \sigma_b) & & \Leftrightarrow \tau^2 \le R' \times (R' + \sigma_b) \end{array} \quad [5.6]$$

Uma vez calculado o esforço transverso, o projectista volta às tensões normais e faz uma verificação durante a construção:

"…impõe-se também uma determinação das tensões nas fibras superior e inferior do tabuleiro durante a construção. … poderá ocasionar tensões de compressão muito elevadas na laje superior e eventualmente tracções na laje inferior da secção transversal."

Em seguida, o projectista passa para os esforços transversais onde entre outros cálculos determina as armaduras devidas à torção. Nessa secção são também calculadas todas as armaduras transversais do tabuleiro.

Sobre a torção convém transcrever o seguinte:

"O estudo das tensões tangenciais abrange a consideração de três hipóteses de actuação das sobrecargas:"

"a) sobrecargas distribuída e linear aplicadas em toda a faixa de rodagem"

"b) sobrecargas distribuída e linear aplicadas em metade da faixa de rodagem"

"c) camião tipo."

"A hipótese a) foi a que, combinada com as cargas permanentes e revestimentos, conduziu a esforços mais desfavoráveis e, como medida de precaução, às armaduras necessárias para absorver esses esforços foram adicionadas as determinadas no estudo da torção, muito embora esta não exista quando o tabuleiro se encontra totalmente sobrecarregado."

Salienta-se ainda que o projectista apenas calculou as armaduras de torção para os esforços máximos (junto aos apoios) tendo considerado essa armadura no resto dos tramos.

Resumidamente o procedimento de cálculo da armadura de torção utilizado pelo projectista foi o seguinte:

1.º - Determinação do momento torsor M_t;

2.º - Cálculo da tensão tangencial máxima;

$$\tau = \frac{M_t}{2 \times S^* \times e} \qquad [5.7]$$

3.º - Cálculo da armadura.

$$A_{longitudinal} = A_{transversal} = \frac{\tau \times e}{f_{yd}} \qquad [5.8]$$

"sendo S^* a área delimitada pela linha média do caixão e e a espessura mínima"

Em relação aos esforços longitudinais não foram efectuadas mais nenhumas verificações no projecto para além das atrás apresentadas.

Assim, para a flexão apenas foi calculada uma força de pré-esforço mínima que garante a inexistência de tracções e de compressões excessivas, para uma combinação de esforços correspondente à actual combinação característica, uma combinação de serviço. Infere-se que a ponte em estudo não foi dimensionada para os estados limites últimos, conforme já o REBA – Regulamento de Estruturas de Betão Armado de 1967 estabelecia para estruturas de betão armado. A percentagem de armadura longitudinal ordinária existente na estrutura é, por isso bastante baixa.

O procedimento utilizado para a verificação do esforço transverso considera que o betão não está fissurado, uma vez que foi utilizado o cálculo elástico na determinação das tensões principais e suas direcções. Como entretanto ocorre a fissuração do betão, o betão apresentar-se-á fissurado pelo que o procedimento adoptado para a verificação do esforço transverso não será a mais correcta, à luz do conhecimento actual.

5.1.2 Análises Seguintes: A Inexistência do Projecto de Aplicação do Pré-Esforço

Os dados disponíveis sobre o projecto da ponte são:

- o projecto geral da obra de arte da autoria do Professor Correia de Araújo;
- três desenhos do projecto de aplicação do pré-esforço, relativos às três aduelas centrais de fecho (tramos 2, 3 e 4).

No projecto geral é feito o cálculo de toda a obra e quantificado o nível de pré-esforço mínimo necessário em cada secção após todas as perdas. O cálculo exacto do pré-esforço, tal como actualmente, é da responsabilidade do construtor e, como tal coube a este a responsabilidade de elaborar o projecto de aplicação do pré-esforço. No entanto, só foi possível obter três dos muitos desenhos do projecto de aplicação do pré-esforço.

Alguns dos sintomas que a ponte apresenta, têm como causa directa a acção do pré-esforço. Por outro lado, só conhecendo esta acção será possível avaliar a segurança da obra correctamente e aplicar modelos numéricos baseados em elementos finitos com análises não lineares materiais. Seria bastante importante conhecer o traçado e intensidade aplicada para uma quantificação mais ajustada dos seus efeitos. Acresce a isto, o desconhecimento da colocação ou não de armaduras adicionais nas zonas de ancoragens. A indisponibilidade do projecto de aplicação do pré-esforço acarreta por isso um grande número de incertezas.

Em função do que foi exposto atrás e de acordo com as dúvidas existentes sobre a obra, nas secções seguintes faz-se um conjunto de simulações tendo em vista um melhor entendimento do comportamento estrutural e uma avaliação da segurança da ponte.

No Secção 5.2 faz-se uma verificação do projecto da ponte, à luz da regulamentação actual. No Secção 5.3 faz-se um conjunto de simulações da quantidade de pré-esforço instalado em obra e analisa-se a segurança da obra. No Secção 5.4 simula-se um troço da ponte recorrendo a um modelo tridimensional com elementos finitos e utilizando a análise não linear material para tentar justificar alguns dos danos observados.

De acordo com os desenhos existentes e as pesquisas feitas no local durante as várias visitas efectuadas considerou-se hipoteticamente, na Secção 5.4, um traçado e número de cabos de pré-esforço com determinada tensão de esticamento. Nas outras secções adoptaram-se as forças mínimas devidamente posicionadas conforme o indicado no projecto geral da obra.

5.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA OBRA DE ACORDO COM OS MÉTODOS E MODELOS ACTUAIS

Nesta secção faz-se uma verificação da segurança da ponte, considerando que esta não apresenta quaisquer danos e de acordo com a regulamentação actual, ou seja, o RSA, EC1 e EC2. O objectivo é avaliar se o dimensionamento da ponte é seguro à luz da regulamentação actual e verificar se esta, mesmo sem danos já necessitaria de algum reforço. Do ponto de vista das acções os dois regulamentos (RSA e EC1) podem-se considerar actuais diferindo apenas nos modelos de

tráfego utilizados pelo que se analisarão os dois casos. Já do ponto de vista das resistências utiliza-se apenas o EC2 em detrimento do REBAP, visto este estar desactualizado essencialmente em relação ao esforço transverso, apesar de o REBAP ainda estar em vigor em Portugal.

Da análise ao projecto da ponte em termos longitudinais, cujas partes mais importantes foram descritas na Subsecção 5.1.1, não se encontrou nenhuma falha de assinalar. Não foi possível aceder à regulamentação francesa da época, citada no projecto, mas também tal não foi necessário, dada a clareza do projecto, nomeadamente quanto à flexão.

O modelo de cálculo a utilizar nas verificações e simulações seguintes é o já usado no Capítulo 4, mas considerando para as secções transversais das barras apenas a parte correspondente à secção de betão. Esta opção deve-se ao facto de: em relação aos passeios e pavimento betuminoso se desconhecer a sua eficácia em estado limite último e, em relação à secção homogeneizada do aço de pré-esforço se desconhecer o seu estado actual e o seu traçado. Apesar de tudo, qualquer que fosse o modelo utilizado a distribuição dos esforços pelas barras seria praticamente a mesma, pois o que interessa é a relação de rigidez entre as várias barras do modelo.

Ao longo desta secção surgirão várias diferenças no cálculo realizado em relação ao efectuado pelo projectista. A primeira diferença prende-se com o modelo de cálculo. Enquanto aqui foi utilizado um modelo de barras inclinadas de acordo com a posição do respectivo eixo neutro, o projectista utilizou barras horizontais.

Os gráficos apresentados a seguir referem-se apenas a metade da ponte. Uma vez que a estrutura é simétrica, o resto dos diagramas também o será e, assim fica-se com uma percepção mais adequada dos diagramas de esforços.

5.2.1 Esforços actuantes

As acções e o processo de cálculo dos esforços actuantes calculados neste capítulo são diferentes dos considerados pelo projectista devido a:

- regulamentos diferentes;
- pré-esforço do lado da acção ou do lado da resistência;
- método de cálculo dos esforços diferidos diferente;
- modelo de cálculo diferente.

As acções consideradas neste capítulo foram:

- Acções permanentes:
  - Peso próprio (revestimentos incluídos)
  - Pré-esforço
- Acções variáveis:
  - Variação diferencial de temperatura de 15 ºC
  - Sobrecargas:

RSA – Veículo tipo: 6x100 kN

ou

Sobrecarga (4 kN/m^2) + Faca (50 kN/m)

EC1 – via 1: Veículo tipo: 4x150 kN + Sobrecarga (9 kN/m^2)

e

via 2: Veículo tipo: 4x100 kN + Sobrecarga (2.5 kN/m^2)

O peso próprio considerado pode ser decomposto em duas partes: o peso próprio das aduelas que foi introduzido nos vários modelos isostáticos correspondentes às várias fases do processo construtivo e que difere de aduela para aduela e os revestimentos que foram introduzidos na estrutura completa hiperstática e que são idênticos para todas as aduelas.

Em relação ao pré-esforço, este foi introduzido no modelo através de acções equivalentes. Na falta de dados mais concretos sobre a sua quantidade e traçado considerou-se o seguinte:

- para o pré-esforço na laje superior adoptaram-se as forças (mínimas) constantes no projecto da ponte para cada secção, sendo que cada cabo considerado se inicia numa determinada aduela e termina na aduela idêntica simétrica em relação ao pilar que as suporta. Os traçados dos cabos consideraram-se rectos desde o pilar até à aduela anterior à aduela onde cada cabo termina e, nesses pontos, os cabos iniciam a descida até ao centro de gravidade da secção transversal das aduelas onde terminam;
- para o pré-esforço na laje inferior tomou-se, para cada tramo, a máxima força de pré-esforço (mínima) que consta do projecto (meio vão de cada tramo) e depois consideraram-se dispensas de pré-esforço à medida que se afasta do meio vão, de

acordo com as cabeças de pré-esforço existentes na obra e o que se julga ser o traçado dos cabos na zona das almas.

Na Figura 5.7 exibe-se o traçado adoptado para os vários cabos na metade esquerda do 2.º tramo.

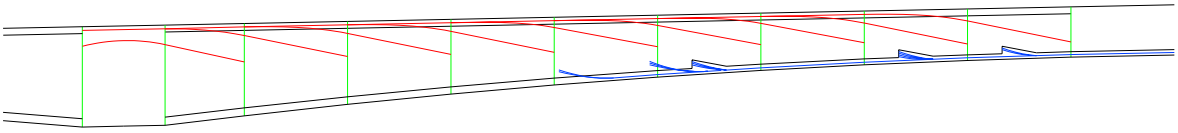


Figura 5.7 – Traçado teórico adoptado para o pré-esforço na metade esquerda do 2.° tramo.

Tal como o projectista considerou no projecto, uma variação uniforme de temperatura introduz esforços desprezáveis no tabuleiro da ponte. Assim considerou-se apenas uma variação diferencial de temperatura de 15 ºC correspondente à possibilidade da temperatura na face superior ser maior do que na face inferior devido à incidência dos raios solares.

Uma vez que o RSA é omisso em relação a este assunto, este valor foi retirado do EC1 na secção relativa às pontes, assumindo o seguinte:

$$\Delta T = max\ (\Delta T_H;\ \Delta T_C) \text{ x } K_{sur} = 10 \text{ x } 1.5 = 15\ ^{\circ}\text{C} \qquad [5.9]$$

Adoptaram-se também os coeficientes de combinação do EC1 para esta acção.

As sobrecargas devem ser consideradas actuando na posição mais desfavorável e devem ser aplicadas à largura das vias (8 m). Assim, no modelo de barras, quando a sobrecarga e faca actuam na largura toda das vias tem-se:

RSA – Veículo tipo: 3x200 kN

ou

Sobrecarga (32 kN/m) + Faca (400 kN)

EC1 – via 1: Veículo tipo: 2x300 kN + Sobrecarga (36 kN/m)

e

via 2: Veículo tipo: 2x200 kN + Sobrecarga (10 kN/m)

Já o projectista ao utilizar o RSEP, considerou:

Veículo tipo: 1.2x6x100 kN

ou

Sobrecarga (3 kN/m^2) + Faca (50 kN/m)

Sendo que as sobrecargas devem ser aplicadas a toda a largura do tabuleiro (12 m) e, portanto no seu modelo de barras horizontais o projectista quando a sobrecarga e faca actuam em toda a largura da ponte, considerou:

Veículo tipo: 3x240 kN

ou

Sobrecarga (36 kN/m) + Faca (600 kN)

No caso do RSA, considerou-se ainda a sobrecarga dos passeios (3 kN/m^2 com os mesmos coeficientes de combinação da sobrecarga na via), vindo: Sobrecarga passeios: 12 kN/m. Esta sobrecarga deve ser devidamente combinada com as outras acções. No RSEP, esta acção já está incluída na sobrecarga anterior enquanto no EC1 esta acção bastante inferior às sobrecargas consideradas é independente destas e com coeficientes de combinação nulos ($\Psi_0 = \Psi_2 = 0$).

Numa estrutura evolutiva, isto é, numa estrutura cuja geometria e ligações variam ao longo do processo construtivo, os esforços finais actuantes na estrutura são a soma dos esforços aplicados em cada uma das fases nas respectivas estruturas existentes nessas fases (Princípio da Sobreposição dos Efeitos). O projectista encarou o processo construtivo formado por 8 fases. Como o objectivo deste capítulo é apenas a análise da segurança da ponte e não a análise de todos os detalhes construtivos e como o processo construtivo real foi ligeiramente diferente do previsto no projecto, neste caso concreto juntaram-se algumas dessas fases para as análises seguintes. Assim, estabeleceram-se as seguintes quatro Fases:

- Fase 1: Construção das consolas. Apoios rígidos nos pilares;
- Fase 2: Ligação das consolas dos pilares 1 e 2 e, 3 e 4. Apoios simples (aparelhos de apoio);
- Fase 3: Construção dos troços junto aos encontros. Apoios simples (aparelhos de apoio);
- Fase 4: Fecho da ponte. Apoios simples (aparelhos de apoio).

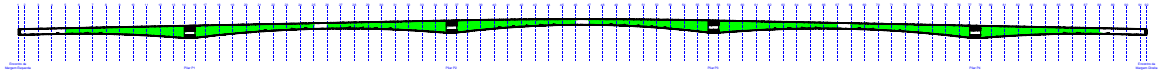


Figura 5.8 – Processo construtivo – Fase 1: Construção das consolas.

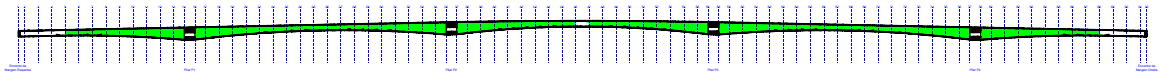


Figura 5.9 – Processo construtivo – Fase 2: Ligação do 1.° e 2.° tramos e do 3.° e 4.° tramos.

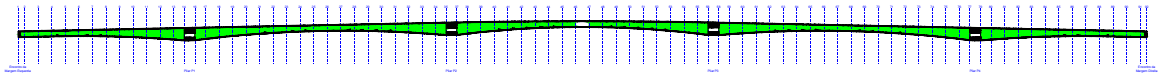


Figura 5.10 – Processo construtivo – Fase 3: Construção do tabuleiro junto aos encontros.

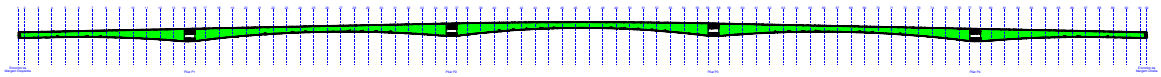


Figura 5.11 – Processo construtivo – Fase 4: Fecho da ponte.

Deste modo foram consideradas as quatro estruturas seguintes, relativas a meia ponte dada a sua simetria, correspondentes a cada uma das fases estudadas:

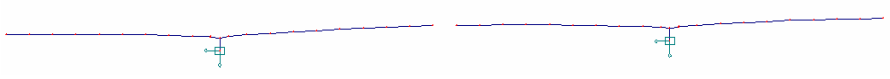


Figura 5.12 – Estruturas da Fase 1 (meia ponte).



Figura 5.13 – Estrutura da Fase 2 (meia ponte).



Figura 5.14 – Estrutura da Fase 3 (meia ponte).



Figura 5.15 – Estrutura da Fase 4 (meia ponte).

De acordo com o que foi dito atrás, os esforços finais numa dada secção valem:

$$F = \sum_{i=1}^{4} F_i \qquad [5.10]$$

O Principio da Sobreposição dos Efeitos seria aplicável directamente se o betão não tivesse efeitos diferidos no tempo. Como estes existem para as acções que actuam no tempo, as acções permanentes, peso próprio e pré-esforço, o fenómeno da fluência leva a que as deformações totais aumentem no tempo. Ora, como as deformações por fluência devidas a cada acção ocorrem numa estrutura posterior diferente das estruturas iniciais (Fase 1 a 3), a tendência que cada parte da estrutura teria para se deformar sem modificar os esforços internos fica alterada. Assim, gerar-se-ão novos esforços devido à compatibilização das deformações. Deste modo, os esforços finais serão o resultado da soma dos esforços iniciais com os esforços de compatibilização.

Numa qualquer estrutura de betão evolutiva colocada em carga à idade média t_0, os esforços numa determinada secção devidos às acções permanentes que existem no sistema estrutural inicial à idade t_i ($t_i > t_0$), idade de mudança do sistema estrutural, quando no sistema estrutural final à idade t_f ($t_f > t_i$) podem ser calculados através da seguinte fórmula (método dos módulos de elasticidade efectivo e ajustado) (Camara e Hipólito, 2006):

$$F_f = F_i + \frac{\phi(t_f, t_0) - \phi(t_i, t_0)}{1 + \chi \times \phi(t_f, t_i)} \times (F_{el} - F_i) \qquad [5.11]$$

em que:

F_f - esforço à idade t_f no sistema estrutural final;

F_i - esforço à idade t_i no sistema estrutural inicial;

F_{el} - esforço devido à actuação de todas as acções permanentes no sistema estrutural final;

t_0 – idade média de carregamento da estrutura inicial;

t_i – idade de mudança do esquema estrutural;

t_f – idade na qual se pretende avaliar os esforços na estrutura;

$\phi(t_f, t_0)$ - fluência da estrutura à idade t_f quando carregada à idade t_0;

$\phi(t_i, t_0)$ - fluência da estrutura à idade t_i quando carregada à idade t_0;

$\phi(t_f, t_i)$ - fluência da estrutura à idade t_f quando carregada à idade t_i;

χ - coeficiente de envelhecimento do betão à idade t_i.

Esta expressão pode ser aplicada ao caso em estudo fase a fase. Contudo admitindo que as últimas fases foram rápidas $(\phi(t_f, t_0) \approx \phi(t_f, t_i))$ e que apenas se pretende ter uma estimativa dos esforços a tempo infinito $(\phi(t_\infty, t_0) \approx \phi(t_\infty, t_i) \approx \phi)$ aplica-se a fórmula apenas uma vez, vindo neste caso concreto:

$$F_\infty = \sum_{j=1}^{4} F_j + \frac{\Delta\phi}{1 + \chi \times \phi} \times \left(F_{el} - \sum_{j=1}^{4} F_j \right) \qquad [5.12]$$

Foram adoptados os seguintes valores para os parâmetros anteriores: ϕ = 2.5, $\Delta\phi$ = 0.75 x 2.5 e χ = 0.8.

O coeficiente de fluência ϕ pode variar entre 1.5 e 3.5 neste tipo de obras de acordo com a bibliografia consultada (Capítulo 2). De acordo com o livro de obra, desde o início da construção das consolas até ao fecho final da ponte passaram vários meses. Assim admitiu-se que em termos médios já teria ocorrido 25% da fluência quando se deu o último fecho, o que corresponderá a aproximadamente 6 meses de construção progressiva (3 meses se esta fosse instantânea). Por isso foi escolhido $\Delta\phi$ = 0.75 x 2.5. O coeficiente de envelhecimento a tempo infinito depende da idade t_i, de mudança do esquema estrutural, sendo o valor χ = 0.8 um valor corrente.

Na Figura 5.16 apresenta-se o gráfico dos momentos flectores devido ao peso próprio mais pré-esforço. Na curva azul mostram-se os esforços no final da construção ($\sum F_j$), na curva a vermelho os esforços no caso de as acções (peso próprio e pré-esforço) serem aplicadas todas de uma só vez na estrutura da última fase (F_{el}) e, na curva a verde os esforços previstos na estrutura a tempo infinito (F_∞).

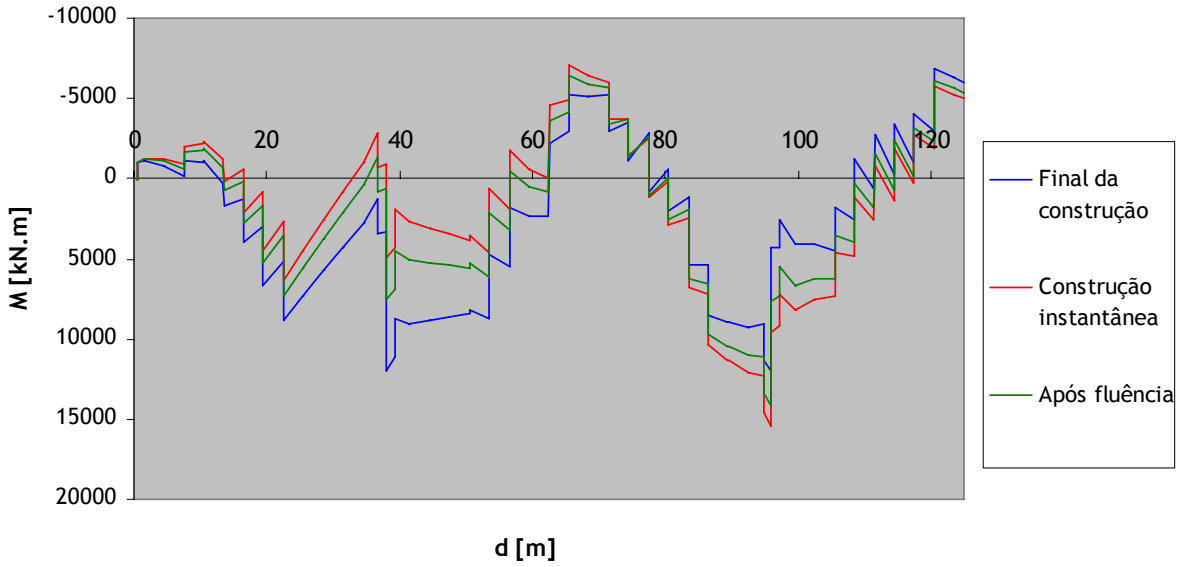


Figura 5.16 – Cálculo dos efeitos diferidos nos momentos flectores.

A variação dos parâmetros ϕ, $\Delta\phi$ e χ faz com que a curva a verde se aproxime (ou afaste) da curva a azul e se afaste (ou aproxime) da curva a vermelho. Se atendermos a que os momentos flectores devidos aos revestimentos e sobrecargas, não majorados, atingem 40 MN.m a variação da curva verde entre a curva a azul e a curva a vermelho é pouco significativa. Assim adoptam-se os valores dos parâmetros apresentados atrás, sem se fazerem mais considerações.

Relembra-se que os esforços calculados com a expressão anterior são apenas os devidos às acções permanentes que já existiam até ao último fecho, pois são as que provocam alteração de esforços. Assim, somam-se a estes esforços após fluência os devidos aos revestimentos, uma vez que estes foram colocados sobre a estrutura final e, portanto não provocam alteração de esforços por fluência.

O processo de cálculo dos efeitos diferidos do projectista apresenta algumas diferenças:

- o projectista encara como acções permanentes causadoras de fluência apenas as acções devidas ao peso próprio das aduelas do tabuleiro, ignorando aparentemente a acção do pré-esforço. Deste modo, o projectista tenderia a obter esforços finais muito

diferentes dos iniciais porque as deformações por fluência seriam muito elevadas dado que não teriam a acção do pré-esforço a contrariar as deformações elásticas.

- o projectista considera que quando ocorre o fecho grande parte da fluência já ocorreu e portanto o factor relativo aos acréscimos de esforços vem limitado a 40% do seu valor máximo (construção instantânea). Assim a tendência citada no ponto anterior vem bastante limitada.

É possível que na altura do projecto este tema não estivesse devidamente esclarecido e se atribuísse à variação da fluência a menor variação de esforços em relação ao esperado, ou que se tratasse de um processo habitual em projecto, uma vez que no momento inicial do projecto não se conhece o pré-esforço. Todavia, a metodologia usada nesta secção é a mais correcta.

Um outro aspecto em que o cálculo foi diferente do projectista tem a ver com o efeito de torção. De acordo com o EC2, a resistência das secções à torção pode ser calculada com base numa secção fechada de paredes finas, na qual o equilíbrio é satisfeito por um fluxo fechado de tensões tangenciais. Assim, o EC2 assume que:

- em termos transversais, deve ser calculado um esforço tangencial V_{Ed} para cada elemento resistente que deve ser somado aos esforços existentes. No caso das almas soma-se este esforço ao esforço transverso;
- em termos longitudinais, deve ser determinada uma armadura A_{sl} a distribuir uniformemente pelos vários elementos resistentes.

Em relação a esta armadura A_{sl}, e para evitar modificar os esforços resistentes para cada combinação de acções, considerou-se um acréscimo do momento flector actuante correspondente ao momento resistente da secção transversal com a armadura A_{sl}.

Para cada combinação de esforços foram então calculados os respectivos momentos torsores e determinados os esforços a acrescentar ao esforço transverso e ao momento flector actuantes devidos ao momento torsor.

O projectista calculou as armaduras devidas à torção idealizando um modelo teórico semelhante ao descrito, mas utilizando expressões mais triviais da resistência de materiais. Por outro lado, este cálculo apenas foi executado para a combinação mais desfavorável.

Os coeficientes de combinação utilizados encontram-se na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Coeficientes de combinação.

Acção	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Variação diferencial de temperatura	0.6	0.6	0.5
RSA – Veículo Tipo	0.6	0.4	0.2
RSA – Sobrecarga + Faca	0.6	0.4	0.2
EC1 – Veículos Tipo	0.75	0.75	0
EC1 – Sobrecargas	0.4	0.4	0

As combinações de acções consideradas são descritas na Tabela 5.2 no caso das acções do RSA e na Tabela 5.3 para o caso das acções do EC1:

Tabela 5.2 – Combinação de acções do RSA.

Descrição	Expressão
Combinações quase permanentes	$1.0G + 1.0P + 0.2Q + 0.5\Delta T$
	$1.0G + 1.0P + 0.2Q$
	$1.0G + 1.0P + 0.5\Delta T$
Combinações frequentes	$1.0G + 1.0P + 0.4Q + 0.5\Delta T$
	$1.0G + 1.0P + 0.4Q$
	$1.0G + 1.0P + 0.6\Delta T + 0.2Q$
	$1.0G + 1.0P + 0.2Q$
Combinações Características	$1.0G + 1.0P + 1.0Q + 0.6\Delta T$
	$1.0G + 1.0P + 1.0Q$
	$1.0G + 1.0P + 0.6Q + 1.0\Delta T$
	$1.0G + 1.0P + 1.0\Delta T$
Estado Limite último	$1.5G + 1.0P + 1.5\ (Q + 0.6\Delta T)$
	$1.5G + 1.0P + 1.5Q$
	$1.5G + 1.0P + 1.5\ (0.6Q + \Delta T)$
	$1.5G + 1.0P + 1.5\Delta T$

Notação:

G – Peso próprio (aduelas + revestimentos)

P – Pré-esforço

Q- Sobrecarga + Faca ou Veículo Tipo (RSA)

ΔT - Variação diferencial de temperatura

Tabela 5.3 – Combinação de acções do EC1.

Descrição	Expressão
Combinações quase permanentes	1.0G + 1.0P + 0.5ΔT
Combinações frequentes	$1.0G + 1.0P + 0.75Q_{VT} + 0.4Q_{Sob} + 0.5\Delta T$
	$1.0G + 1.0P + 0.75Q_{VT} + 0.4Q_{Sob}$
	$1.0G + 1.0P + 0.6\Delta T$
Combinações Características	$1.0G + 1.0P + 1.0Q_{VT} + 1.0Q_{Sob} + 0.6\Delta T$
	$1.0G + 1.0P + 1.0Q_{VT} + 1.0Q_{Sob}$
	$1.0G + 1.0P + 0.75Q_{VT} + 0.4Q_{Sob} + 1.0\Delta T$
	$1.0G + 1.0P + 1.0\Delta T$
Estado Limite último	$1.35G + 1.0P + 1.5\ (Q_{VT} + Q_{Sob} + 0.6\Delta T)$
	$1.35G + 1.0P + 1.5\ (Q_{VT} + Q_{Sob})$
	$1.35G + 1.0P + 1.5\ (0.75Q_{VT} + 0.4Q_{Sob} + \Delta T)$
	$1.35G + 1.0P + 1.5\Delta T$

Notação:

Q_{VT} - Veículo Tipo (EC1)

Q_{Sob} - Sobrecarga (EC1)

5.2.2 Esforços resistentes

A determinação dos esforços resistentes, momentos flectores e esforço transverso, nas diversas secções tiveram algumas particularidades.

Os momentos flectores (positivo e negativo) resistentes foram calculados considerando flexão composta. Uma vez que as acções verticais introduzem um esforço axial desprezável perante a acção do pré-esforço e este é o mesmo em todas as combinações de acções, as envolventes dos momentos flectores resistentes são constantes e não dependem da combinação de acções em causa.

A quantidade de armadura utilizada no cálculo corresponde à armadura ordinária existente mais a armadura previsível de pré-esforço, ambas com uma tensão de cedência f_{yd} = 348 MPa. A armadura previsível de pré-esforço foi estimada conhecendo as forças de pré-esforço a tempo infinito nas várias secções e considerando que a armadura de pré-esforço foi, em termos práticos, dimensionada para uma tensão a tempo infinito $f_{p\infty}$ de 900 MPa. O facto da armadura previsível de pré-esforço estar também limitada a uma tensão de cedência de 348 MPa deve-se à circunstância

do pré-esforço ter sido considerado do lado da acção e portanto só restar disponível para a resistência última das secções uma tensão igual $f_{pd} - f_{p\infty}$, considerada por simplificação igual a 348 MPa, idêntica à do aço A400.

O esforço transverso resistente foi calculado de acordo com as expressões $V_{Rd,s}$ e $V_{Rd,max}$ do EC2 e estabelecendo para *cotg* θ o valor de 2.0. Não se escolheram valores superiores para evitar que $V_{Rd,max}$ fosse inferior a $V_{Rd,s}$, ou seja, pudesse existir o esmagamento das escoras.

No cálculo do esforço transverso resistente não foi considerado o Efeito de Résal, cujo resultado é bastante favorável para a estrutura em causa, porque este acréscimo de resistência varia de combinação para combinação.

A armadura $\frac{A_{sw}}{s}$ considerada corresponde à armadura vertical existente nas almas do caixão retirando a quantidade necessária para absorver os esforços devidos à flexão transversal. Foi considerada a situação mais desfavorável correspondente ao veículo tipo junto a uma berma. Os esforços foram determinados recorrendo a um modelo de elementos finitos de casca (Figura 5.17).

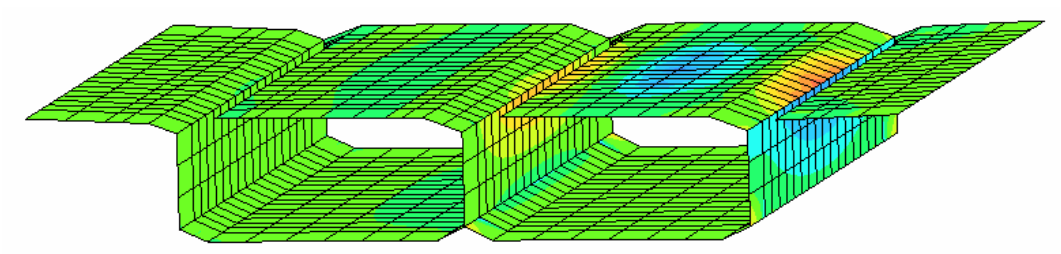


Figura 5.17 – Momentos flectores transversais devido ao veículo tipo.

Na Tabela 5.4 apresentam-se os esforços transversais máximos na parte superior da alma mais carregada.

Tabela 5.4 – Esforços transversais máximos.

Acção	N_{Sd} [kN/m]	M_{Sd} [kN.m/m]
Peso Próprio – P	-79	-9
Veículo Tipo – Q	-95	25

Considerando a situação mais desfavorável, ou seja, 1.0 G + 1.5 Q, tem-se: N_{Sd} = -222 kN/m e M_{Sd} = 29 kN.m/m. Adoptando uma altura útil na secção de 0.22 m, e sendo f_{yd} = 348 MPa, chega-se a $\frac{A_{sw}}{s}$ = 0.9 cm^2/m. No total da secção (3 almas) tem-se 3 x $\frac{A_{sw}}{s}$ = 2.7 cm^2/m. Assim à armadura vertical existente nas almas retirou-se 2.7 cm^2/m para o cálculo de $V_{Rd,s}$. O procedimento adoptado é conservativo uma vez que o efeito da flexão transversal apenas afecta significativamente duas almas ao mesmo tempo.

No cálculo de $V_{Rd,max}$ estabeleceu-se para todas as secções:

$$b_{w,nom} = 0.75 - 0.5 \text{ x } (3 \text{ x } 0.05) = 0.675 \text{ m} \qquad [5.13]$$

5.2.3 Análise da segurança

Na Figura 5.18 ilustra-se o gráfico das tensões normais máximas e mínimas na ponte quando esta não está solicitada por acções variáveis.

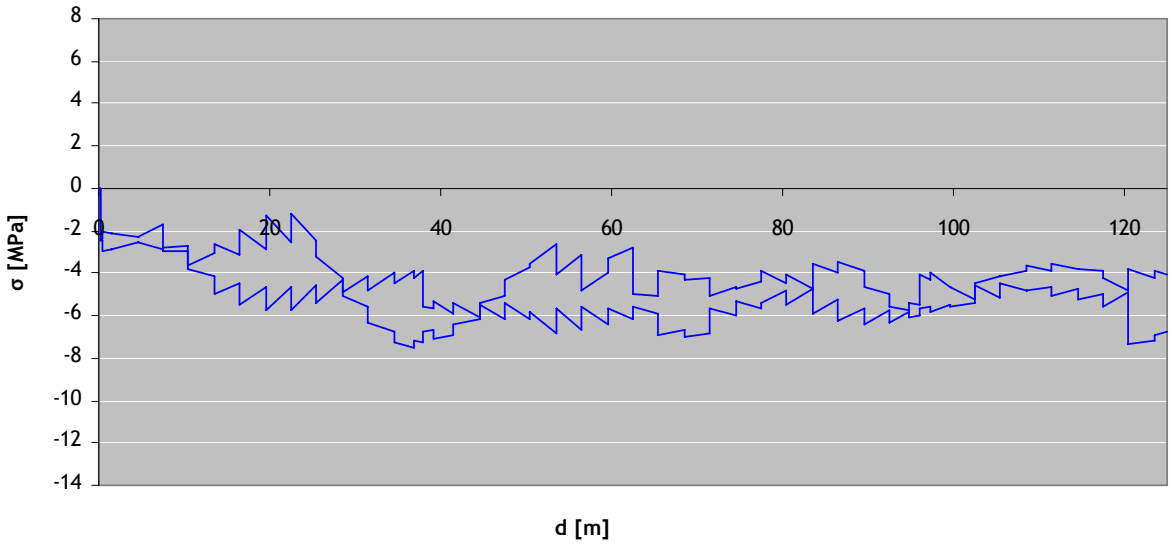


Figura 5.18 – Tensões normais: peso próprio e pré-esforço.

Nas Figura 5.19 a Figura 5.24 apresentam-se as tensões normais nas diversas secções da ponte para as várias combinações de serviço: quase permanente, frequente e característica, de acordo com o RSA e o EC1.

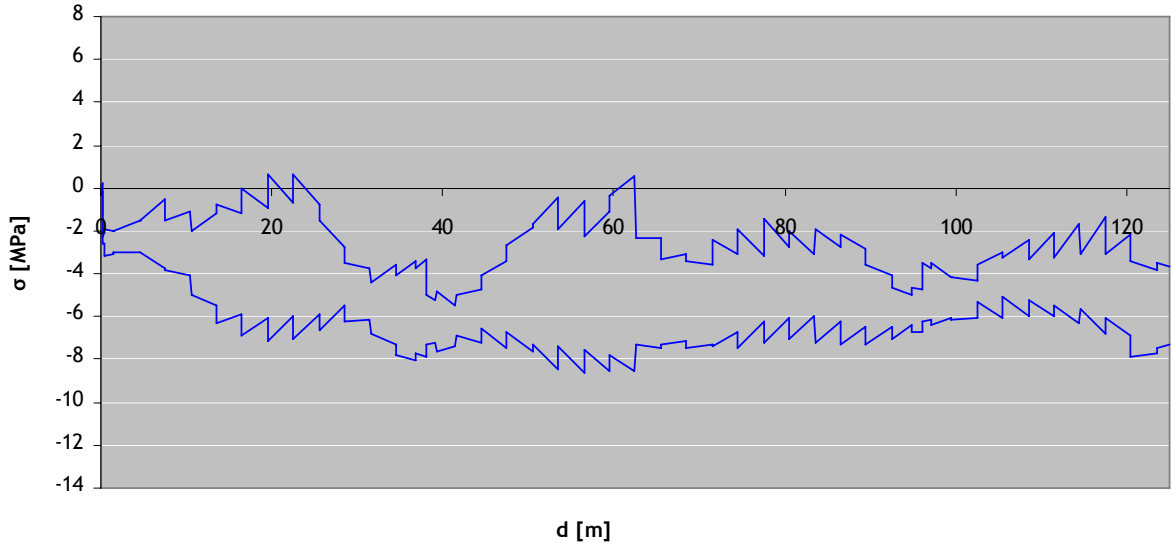


Figura 5.19 – Tensões normais: RSA – Combinação Quase Permanente.

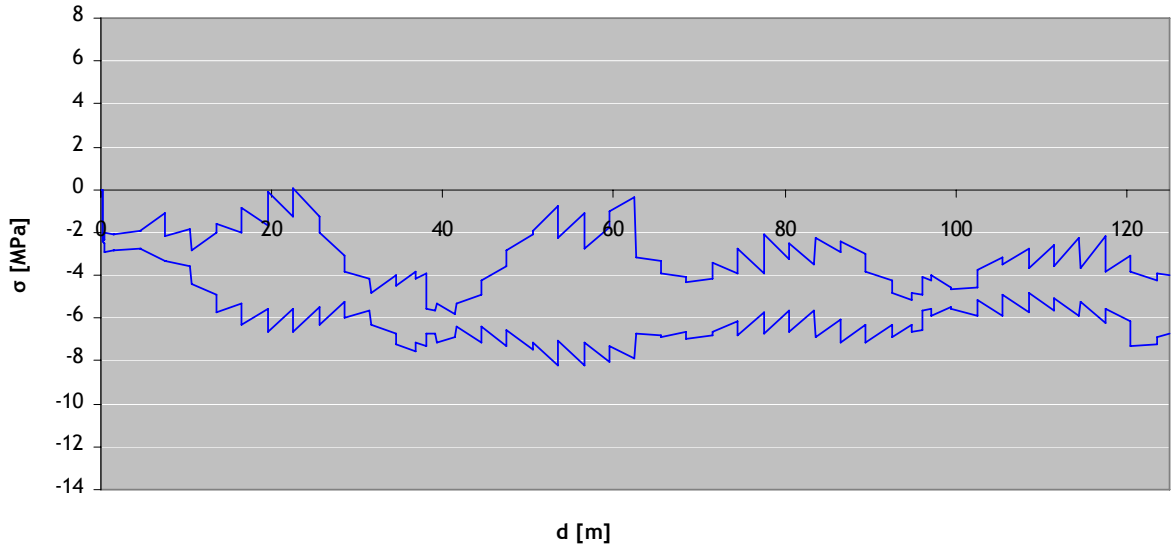


Figura 5.20 – Tensões normais: EC1 – Combinação Quase Permanente.

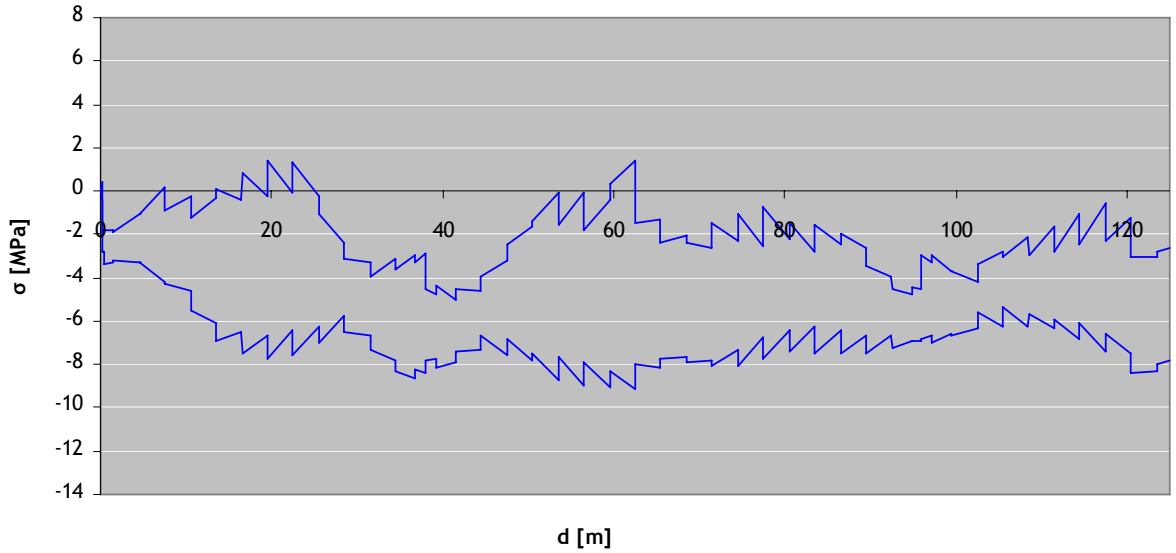


Figura 5.21 – Tensões normais: RSA – Combinação Frequente.

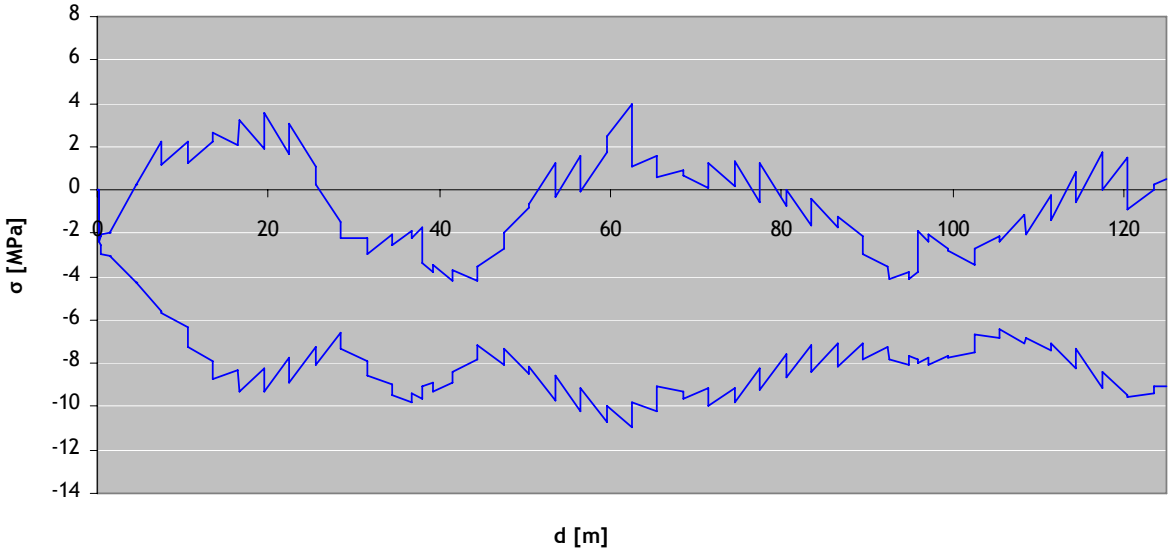


Figura 5.22 – Tensões normais: EC1 – Combinação Frequente.

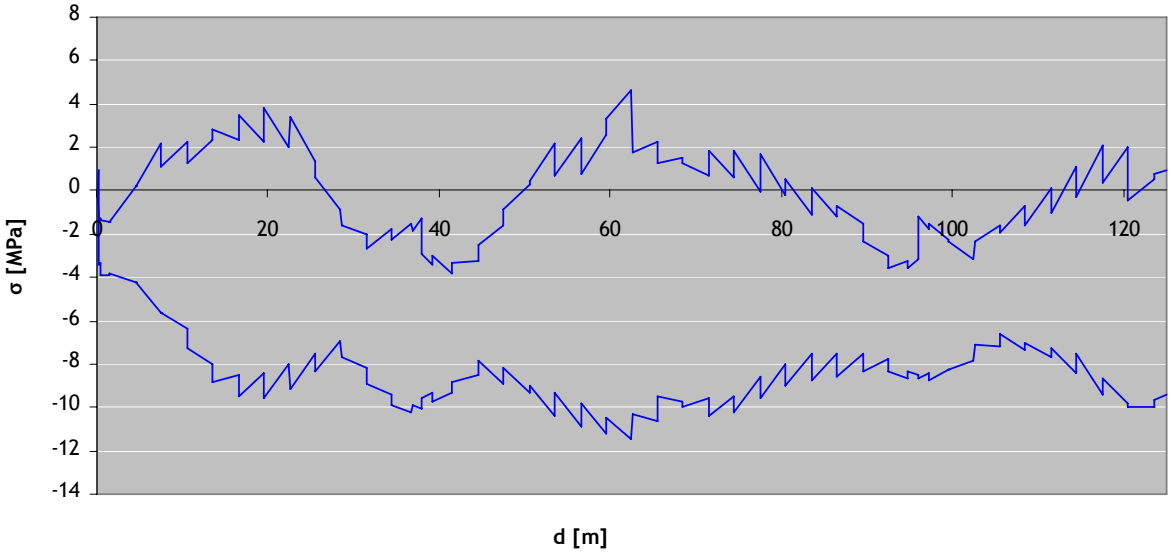


Figura 5.23 – Tensões normais: RSA – Combinação Característica.

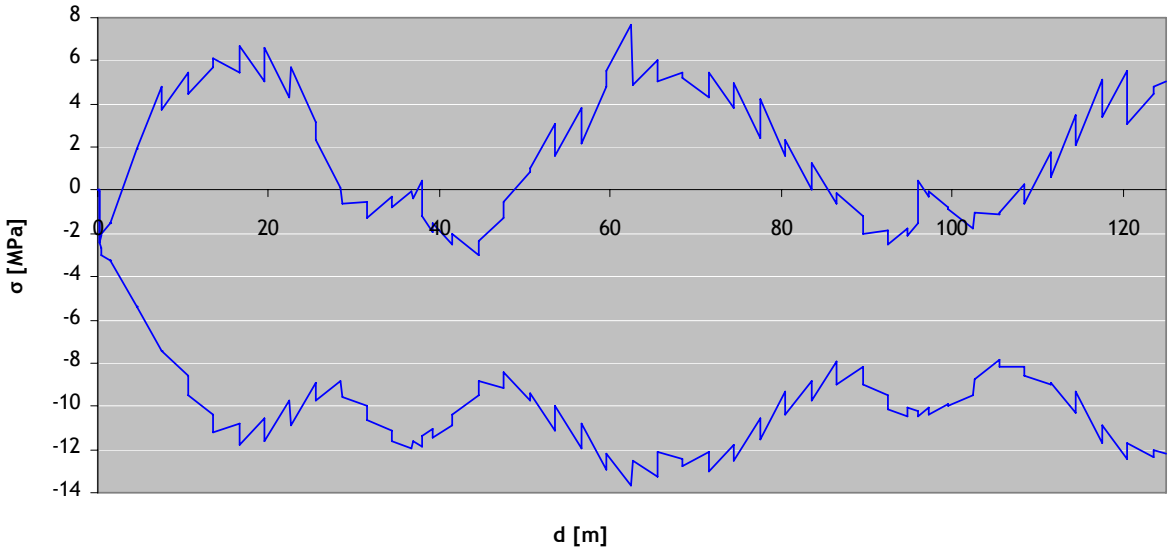


Figura 5.24 – Tensões normais: EC1 – Combinação Característica.

De acordo com o EC2, devem ser respeitados os seguintes valores máximos para as tensões de compressão no betão:

$$\sigma_{característica} \leq 0.6\, f_{ck} = 0.6 \text{ x } 35 = 21 \text{ MPa} \quad [5.14]$$

$$\sigma_{quase\ permanente} \leq 0.45\, f_{ck} = 0.45 \text{ x } 35 = 16 \text{ MPa} \quad [5.15]$$

Da análise dos resultados anteriores pode-se concluir que estes limites são cumpridos restando ainda uma margem significativa para a possibilidade de introdução de pré-esforço exterior no caso de reforço da ponte.

Embora os resultados da combinação característica tenham sido obtidos em secção não fendilhada, na realidade tal cálculo devia ter sido efectuado em secção fendilhada dadas as tracções elevadas verificadas no tabuleiro da ponte. No entanto, dada a elevada diferença para o valor limite apresentado não se achou necessário realizar tal cálculo, que aumentaria ligeiramente o valor da tensão de compressão máxima actuante no betão.

Também segundo o EC2, e de acordo com a classe de exposição ambiental (XC4) para acautelar a durabilidade da estrutura, deve ser garantida uma abertura de fendas inferior $w_k = 0.2$ mm na combinação frequente de acções e a descompressão na combinação quase permanente de acções. Ora, pela análise das Figuras anteriores relativas às combinações quase permanente e frequente percebe-se que este estado limite não está verificado.

Uma vez que a quantidade de armadura ordinária presente é baixa a fendilhação encontra-se controlada nas zonas em que não há ancoragens, mas não é possível limitar a abertura de fendas w_k. Nas zonas com ancoragens dada a falta de armadura adicional de ligação, a fendilhação não se encontra controlada e as fissuras podem tomar aberturas elevadas.

O projectista dimensionou a ponte procurando garantir a descompressão das secções para a combinação característica. Contudo, pela observação das Figuras anteriores verifica-se que esta situação não se verifica. Isto significa que o pré-esforço não terá uma acção tão benéfica sobre a estrutura como o projectista planeou.

Nas Figura 5.25 a Figura 5.29 apresentam-se os esforços actuantes relativos aos Estados Limites Últimos (ELU), de acordo com o RSA e o EC1, assim como os respectivos esforços resistentes, de acordo com o EC2, nas diversas secções da ponte.

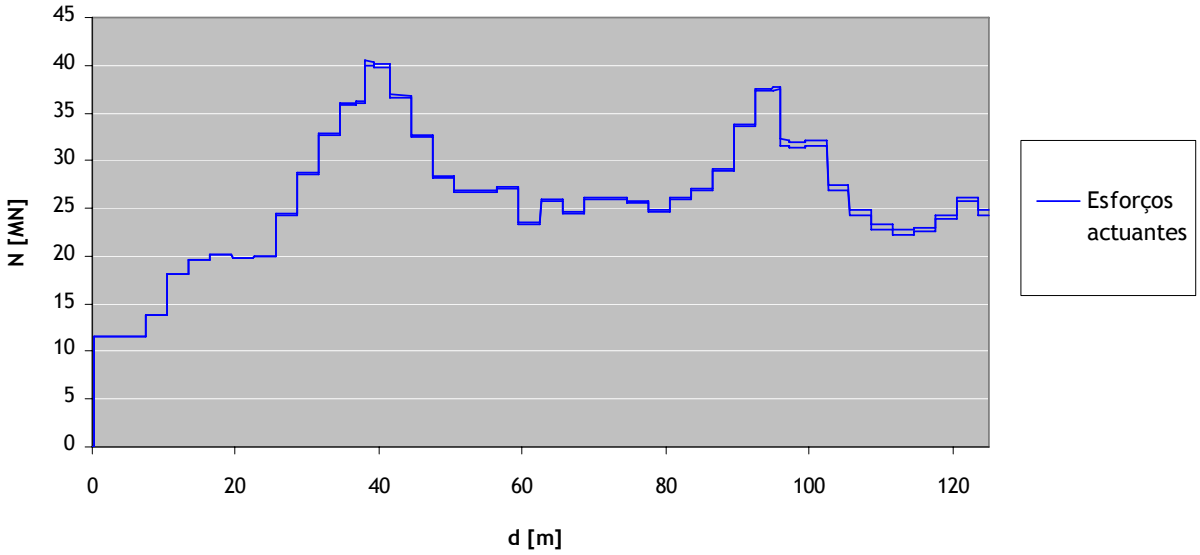


Figura 5.25 – Esforço axial: ELU.

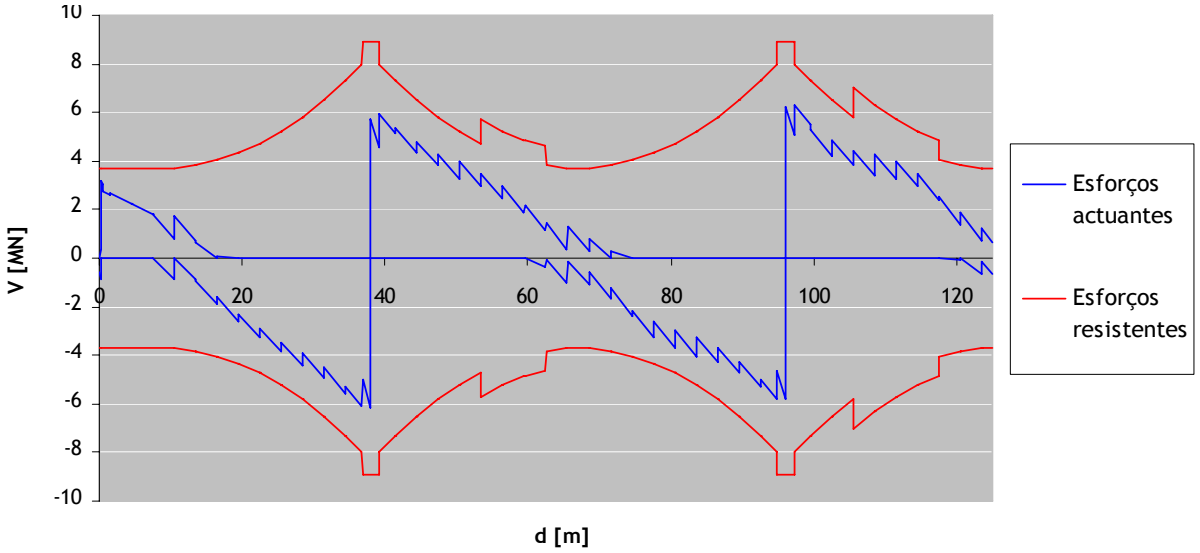


Figura 5.26 – Esforço transverso: RSA - ELU.

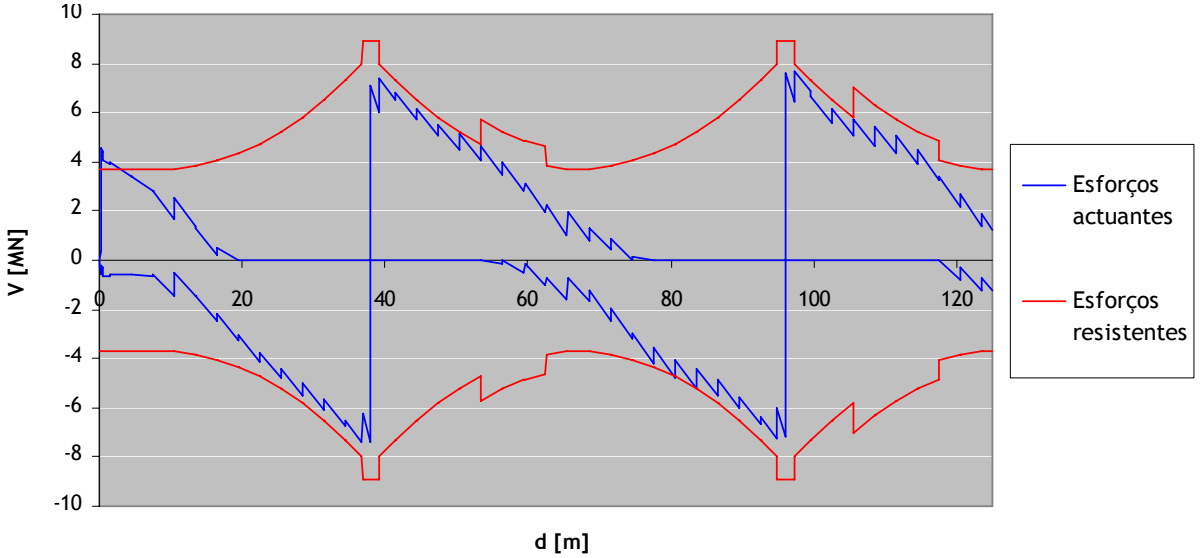


Figura 5.27 – Esforço transverso: EC1 - ELU.

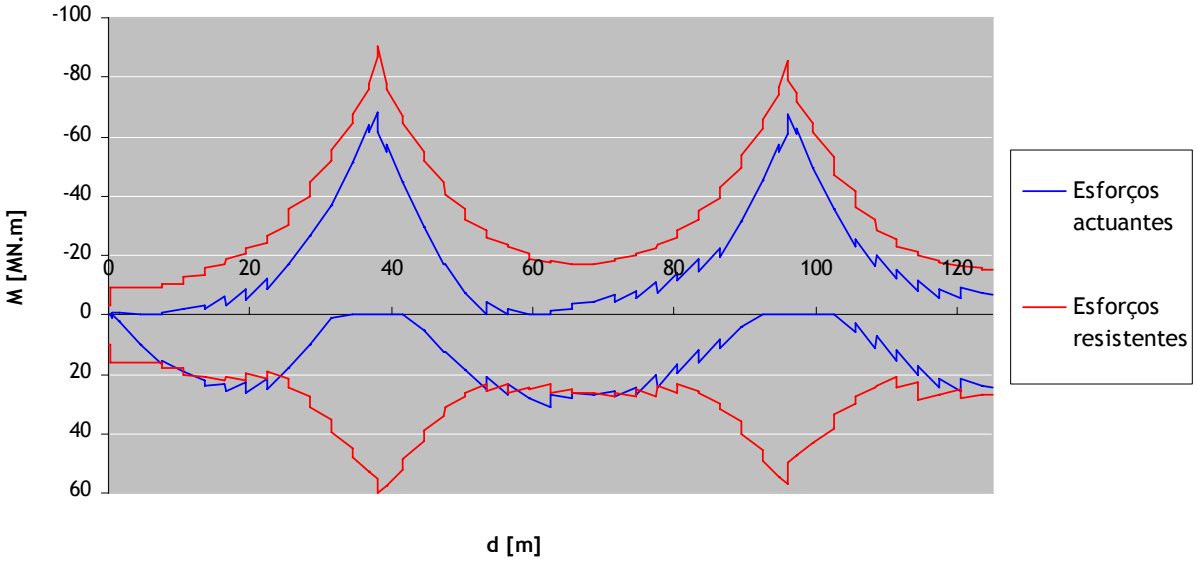


Figura 5.28 – Momentos flectores: RSA - ELU.

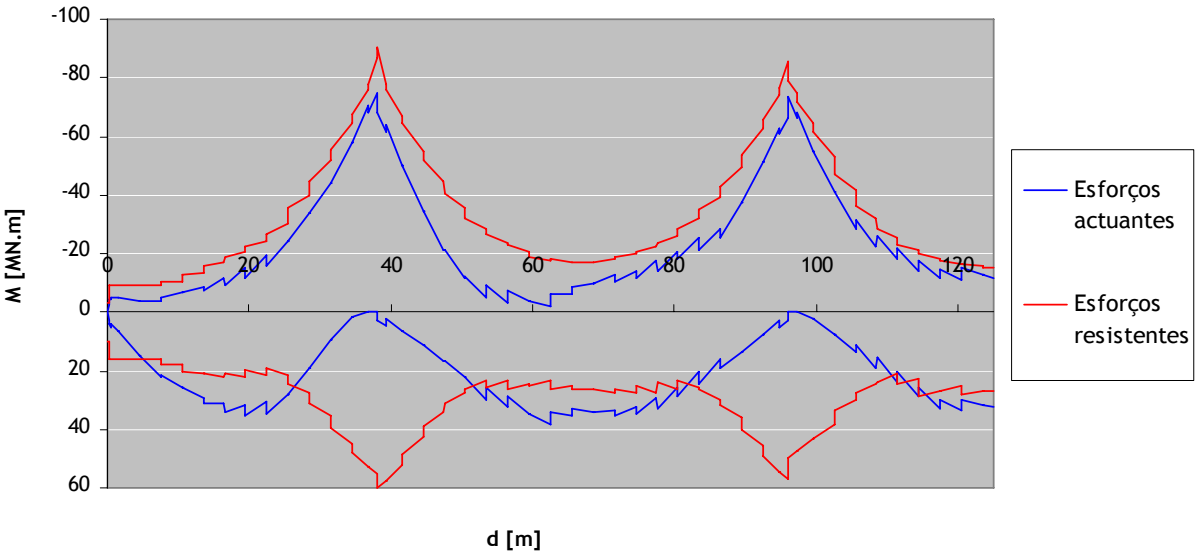


Figura 5.29 – Momentos flectores: EC1 - ELU.

Da observação das Figuras anteriores percebe-se que a segurança em relação ao esforço transverso está garantida, mesmo sem a consideração favorável do Efeito de Résal.

Quanto à flexão, nos gráficos anteriores não foi aplicada a regra da translação do diagrama de momentos actuantes devido à existência de esforço transverso e à amarração da força de pré-esforço na laje inferior (Figura 5.30).

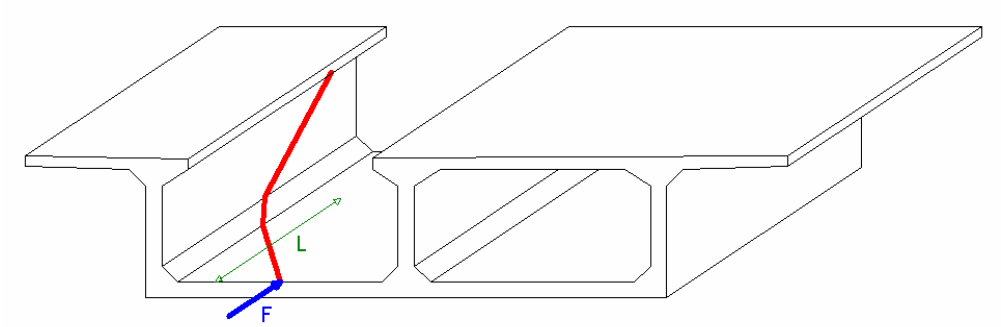


Figura 5.30 – Distância L de amarração do pré-esforço inferior.

Contudo pela observação dos gráficos anteriores percebe-se que a segurança relativamente aos momentos flectores negativos está garantida. Já em relação aos momentos flectores positivos verifica-se que a armadura ordinária / pré-esforço existentes são insuficientes para garantir a segurança. Mesmo de acordo com o RSA existem largos troços no 1.º e 2.º tramos onde o esforço actuante está muito próximo do esforço resistente.

Para terminar, faz-se uma comparação dos esforços calculados pelo projectista de acordo com o seu procedimento (pré-esforço do lado da resistência) com os esforços aqui calculados (Figura 5.31, Figura 5.32).

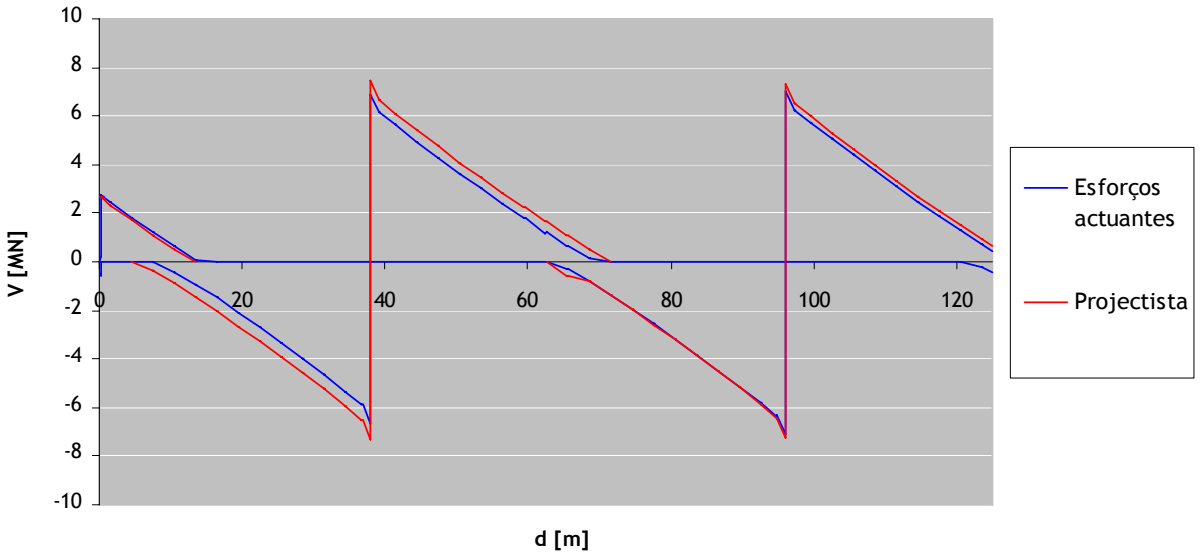


Figura 5.31 – Comparação dos esforços transversos (não majorados, $\Delta T = 10$ ºC).

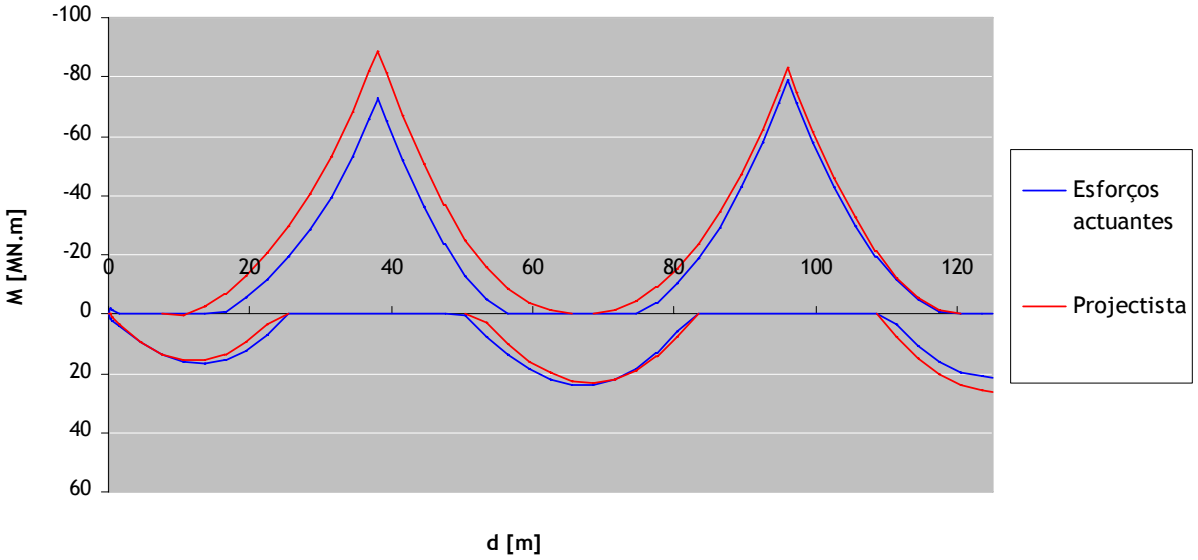


Figura 5.32 – Comparação dos momentos flectores (não majorados, $\Delta T = 10$ ºC).

Da confrontação entre os esforços do projectista, usando o RSEP, e os aqui calculados, usando o RSA, verifica-se que:

- em relação ao esforço transverso, este é praticamente idêntico ao do projectista;
- em relação aos momentos flectores verifica-se que existe uma diferença significativa sobre os pilares extremos devido à diferença do processo construtivo idealizado pelo projectista para o efectuado em obra;

De acordo com a Tabela 5.2 e a Tabela 5.3 foi considerada a variação diferencial de temperatura no cálculo dos esforços actuantes em estado limite último. De acordo com a opinião do autor tal acção deve ser considerada, contudo não é essa a opinião de outros autores sobre esta acção auto-equilibrada. Nessa situação os esforços actuantes seriam ligeiramente inferiores.

Na comparação anterior utilizou-se uma variação diferencial de temperatura $\Delta T = 10$ ºC, tal como o projectista, para se conseguir o maior rigor possível na comparação. No entanto, na Figura 5.33 apresenta-se o mesmo gráfico de comparação de momentos flectores, mas adoptando uma variação diferencial de temperatura $\Delta T = 15$ ºC, tal como considerado em todos os outros cálculos.

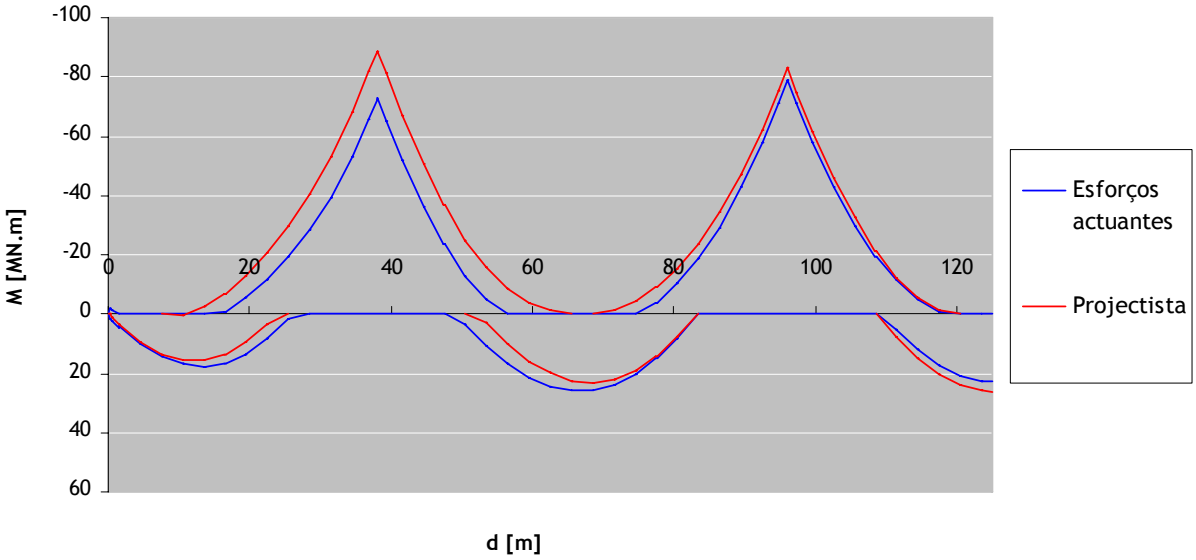


Figura 5.33 – Comparação dos momentos flectores (não majorados, $\Delta T = 15$ ºC).

Verifica-se assim uma diferença de momentos flectores positivos bastante maior nos tramos 1 e 2. Esta pode ser uma causa possível para a fendilhação encontrada na laje inferior do 2.º tramo (e simetricamente no 4.º tramo), dado que os esforços aqui calculados para a metade esquerda do 2.º tramo diferem bastante e desfavoravelmente dos obtidos pelo projectista.

Uma vez que durante o ensaio ambiental de 3 dias, com condições meteorológicas normais (radiação solar e temperatura), mediram-se $\Delta T = 10$ ºC, esta segunda hipótese (Figura 5.33) parece ser bastante mais plausível, porque numa combinação característica, a que se referem os esforços anteriores, a variação diferencial de temperatura correspondente será bastante maior.

De toda a análise feita ao projecto da ponte conclui-se que existem motivos para presença de alguma fendilhação na laje inferior e, portanto o pré-esforço do projecto na laje inferior devia ter sido mais elevado. Para além disso, os cabos de pré-esforço na laje inferior apresentam-se demasiado curtos uma vez que foram interrompidos (dispensados) bastante cedo, não atendendo à distância necessária para a dissipação da força concentrada de pré-esforço para toda a secção (Figura 5.30).

Já em relação às fendas inclinadas nas almas, uma vez que a quantidade de armadura vertical nas almas é suficiente, não é possível a partir deste modelo descortinar com objectividade a sua origem. Uma das causas possíveis poderá ser a ausência de armadura adicional junto às cabeças de pré-esforço (blocos de ancoragem pré-fabricados) para contrariar as deformações devidas à existência de cargas concentradas.

5.3 SIMULAÇÕES DO PRÉ-ESFORÇO

Nesta secção utiliza-se o modelo numérico da secção anterior para simular variações na quantidade de pré-esforço. Explora-se ainda a viabilidade de uma solução de reforço com pré-esforço exterior.

5.3.1 Redução uniforme de pré-esforço

Começa-se por admitir nesta subsecção que o pré-esforço instalado em obra é 25% inferior ao previsto, correspondente a uma hipótese de corrosão generalizada. Nas Figuras seguintes exibem-se os resultados deste presumível dano para os estados limites de serviço e últimos.

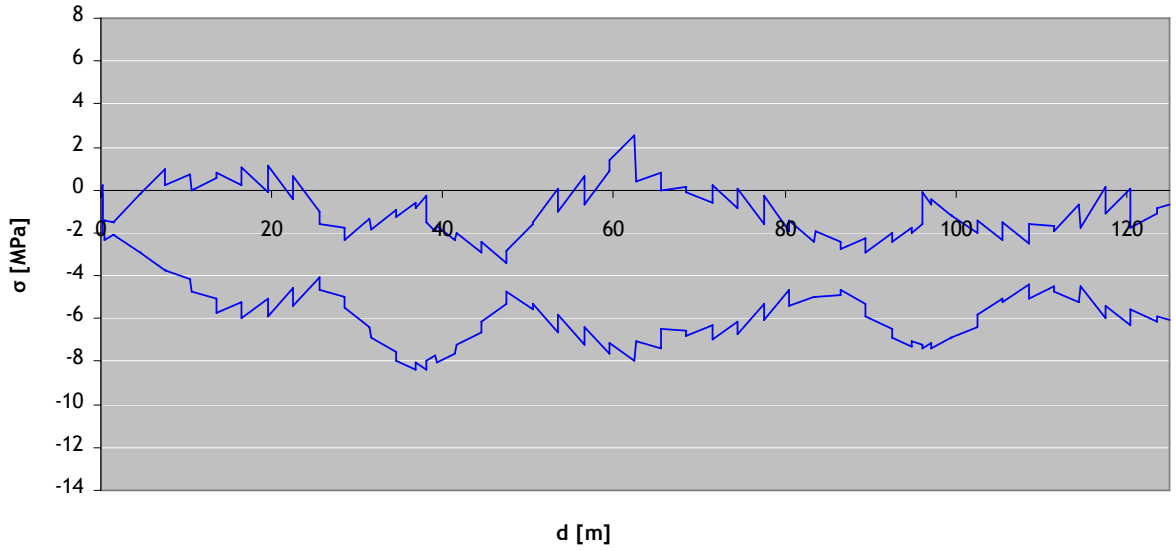


Figura 5.34 – Redução de 25% no Pré-esforço: Tensões normais: RSA – Combinação Quase Permanente.

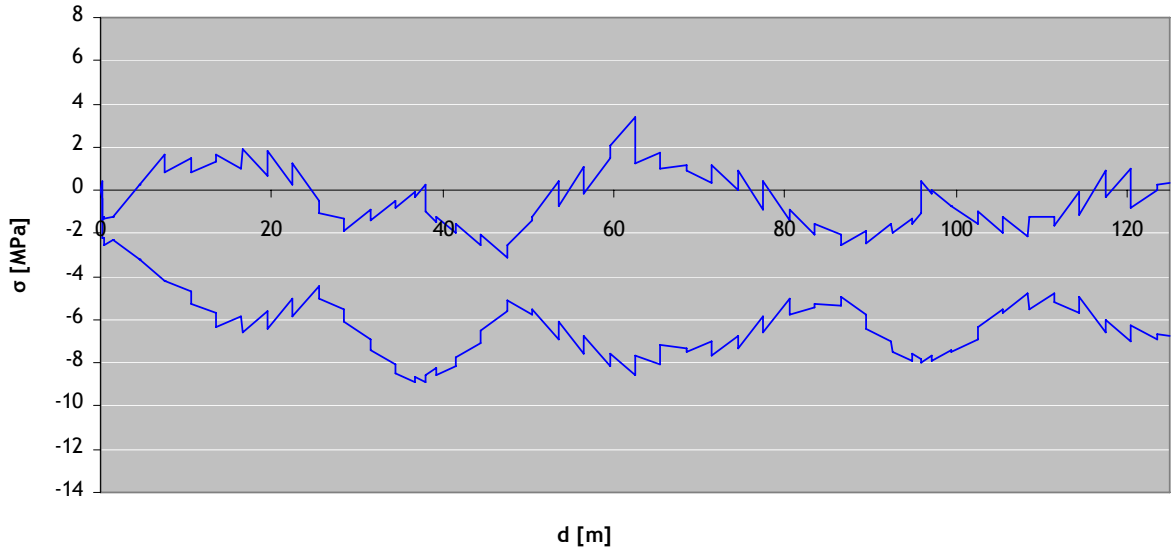


Figura 5.35 – Redução de 25% no Pré-esforço: Tensões normais: RSA – Combinação Frequente.

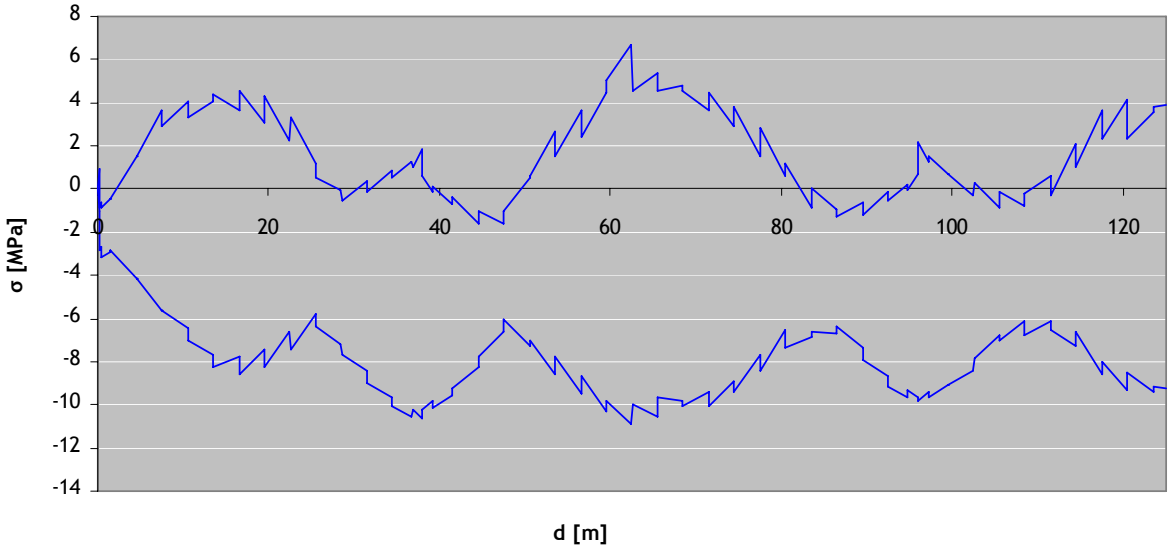


Figura 5.36 – Redução de 25% no Pré-esforço: Tensões normais: RSA – Combinação Característica.

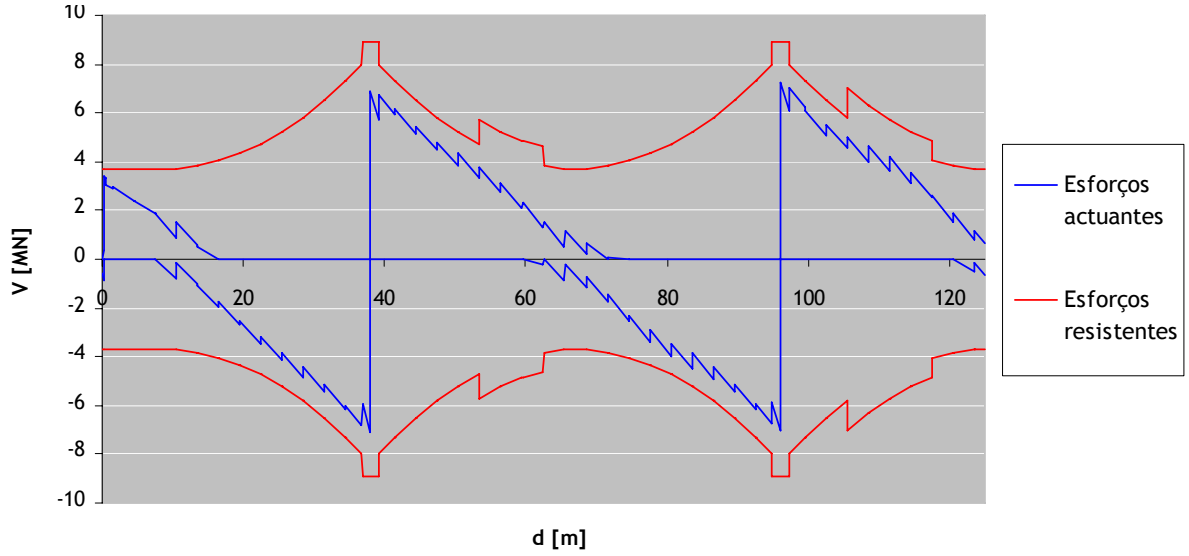


Figura 5.37 – Redução de 25% no Pré-esforço: Esforço Transverso: RSA - ELU.

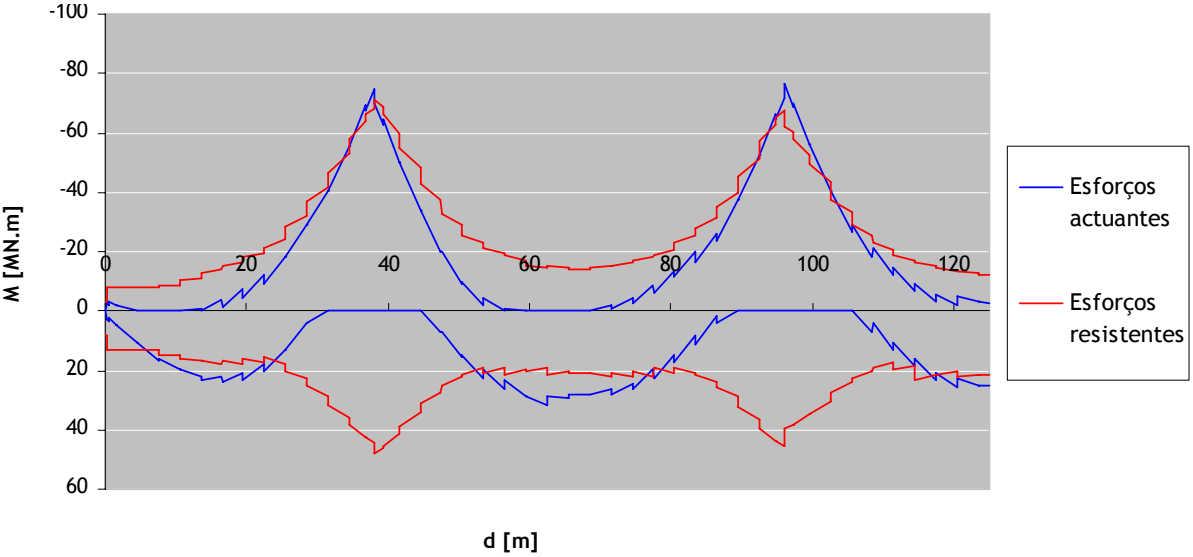


Figura 5.38 – Redução de 25% no Pré-esforço: Momentos Flectores: RSA - ELU.

Da análise dos gráficos anteriores percebe-se que perante as acções de serviço poderá ocorrer fendilhação na laje inferior nos meios vãos dos tramos e que em relação ao estado limite último, a falta de pré-esforço inferior nos meios vãos dos tramos resultaria na não verificação da segurança.

5.3.2 Redução do pré-esforço existente na laje inferior

Uma vez que foram encontradas várias bainhas de pré-esforço na laje inferior com corrosão evidente e, partindo do princípio que as que estão nas almas estarão melhor conservadas, faz-se outra simulação para avaliação da segurança da obra. Admitiu-se assim uma perda de pré-esforço de 50% apenas nos cabos da laje inferior. Nas Figuras seguintes mostram-se os resultados correspondentes.

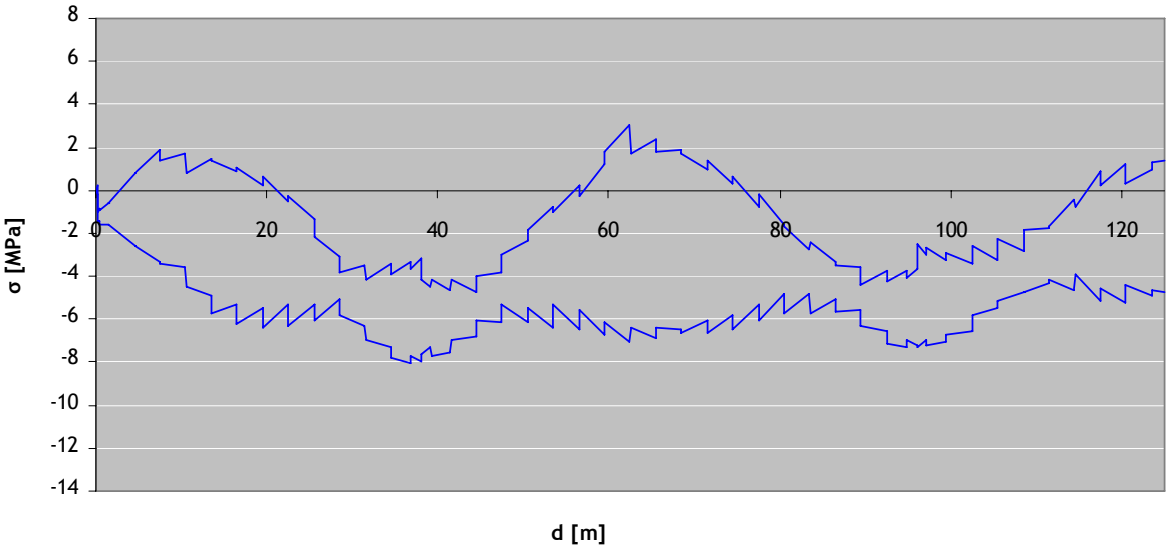


Figura 5.39 – Redução de 50% no Pré-esforço na laje inferior: Tensões normais: RSA – Combinação Q.P.

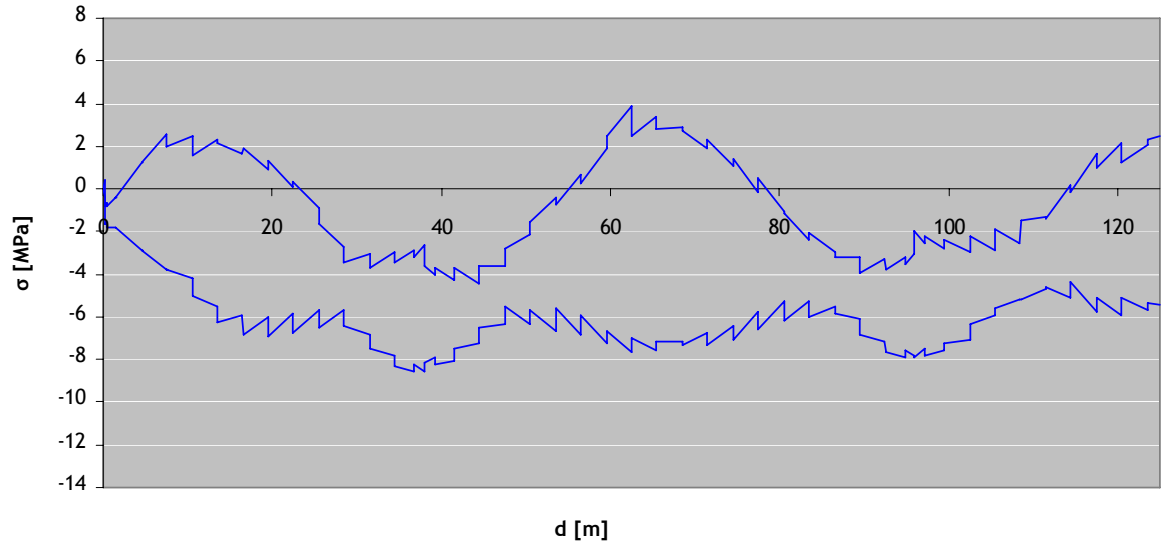


Figura 5.40 – Redução de 50% no Pré-esforço na laje inferior: Tensões normais: RSA – Combinação Frequente.

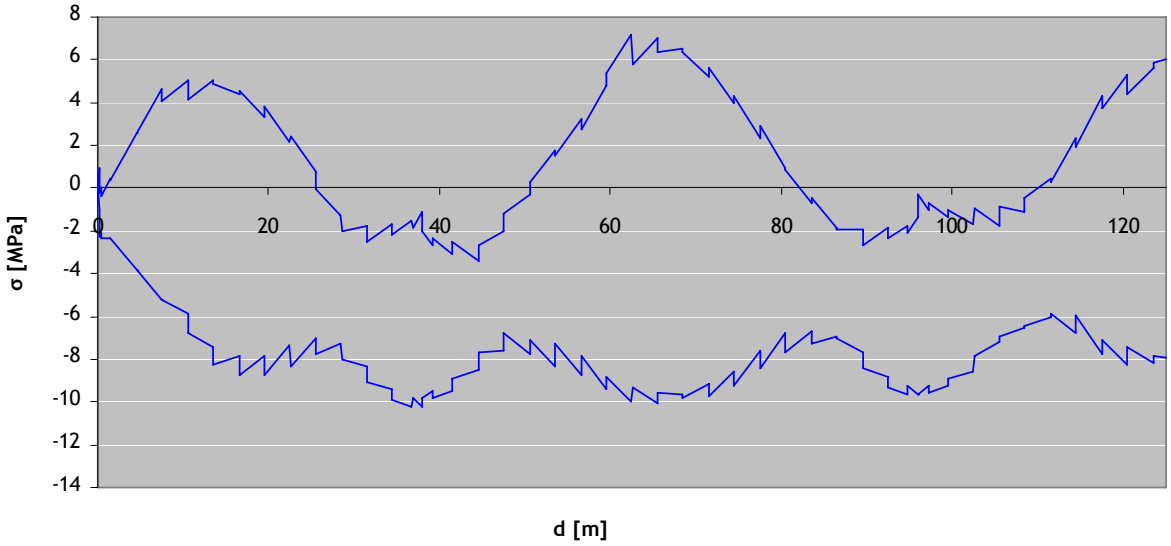


Figura 5.41 – Redução de 50% no Pré-esforço na laje inferior: Tensões normais: RSA – Combinação Característica.

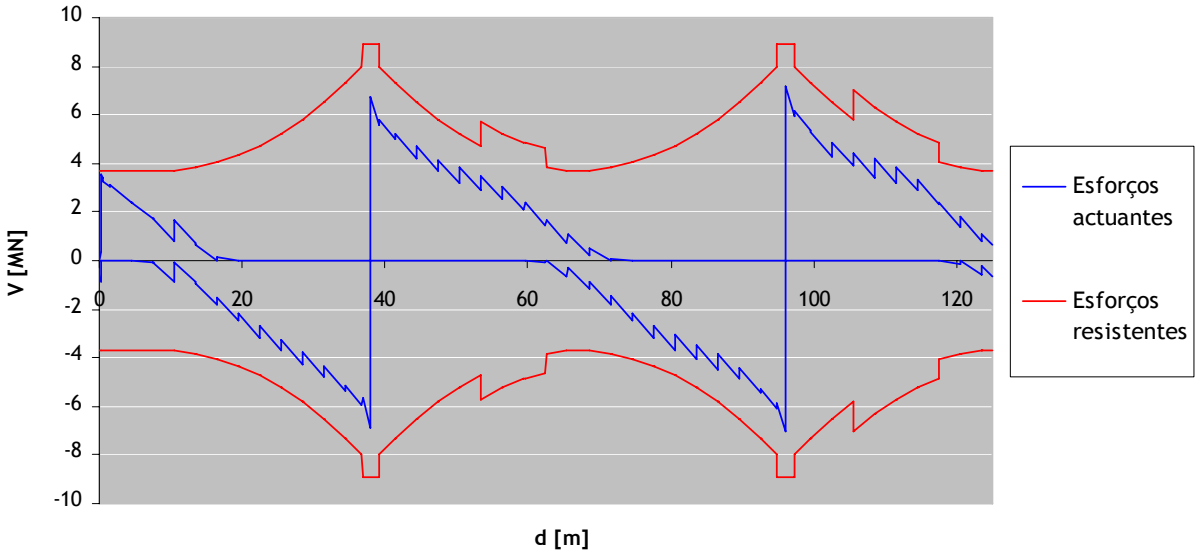


Figura 5.42 – Redução de 50% no Pré-esforço na laje inferior: Esforço Transverso: RSA - ELU.

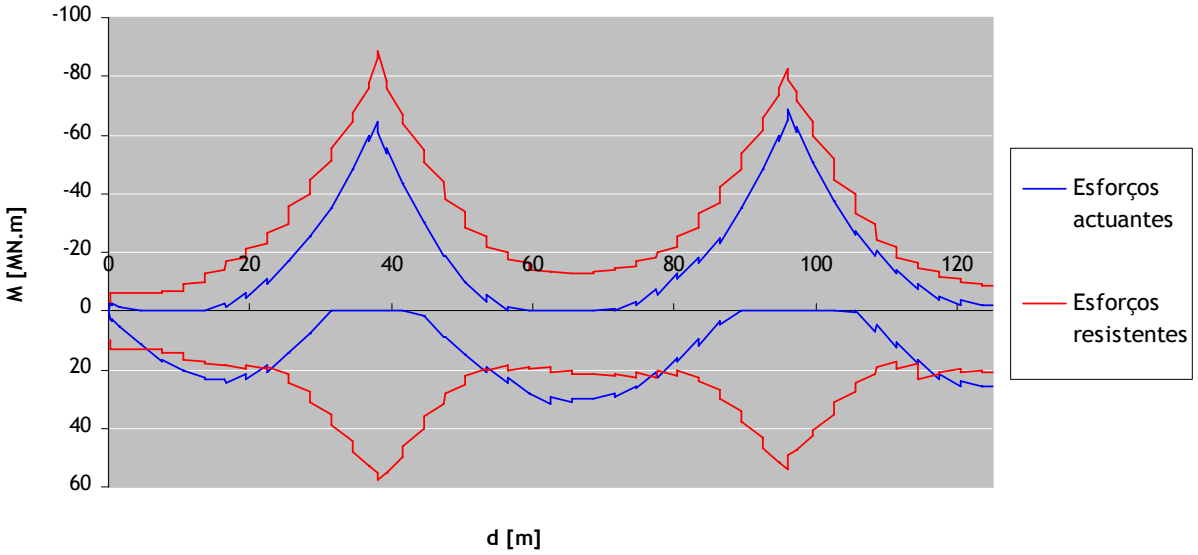


Figura 5.43 – Redução de 50% no Pré-esforço na laje inferior: Momentos Flectores: RSA - ELU.

Nesta situação a fendilhação em serviço ocorreria apenas na laje inferior nos meios vãos dos vários tramos e a segurança em relação ao estado limite último não se verifica nessas zonas.

De todas as simulações efectuadas verifica-se que a segurança em relação ao esforço transverso nunca é colocada em causa.

Por outro lado, em todos os casos a quantidade de armadura ordinária e de pré-esforço na laje inferior é insuficiente para garantir a abertura de fendas w_k (uma vez que há tracções nítidas) e para garantir a segurança ao estado limite último de flexão.

5.3.3 Introdução de pré-esforço exterior

Uma das formas mais imediatas e correntes de reforçar pontes é através da introdução de pré-esforço exterior. Apresenta-se a seguir uma solução de reforço com pré-esforço exterior apenas com o objectivo de avaliar a sua viabilidade técnica nesta obra de arte, uma vez que esta solução típica de reforço já foi comprovada por diversos autores em obra e em laboratório (Suntharavadivel e Aravinthan, 2006).

O traçado do cabo escolhido é formado por troços rectos e é simétrico em relação ao centro da ponte. Nos tramos laterais, o cabo recto inicia-se junto aos encontros a uma altura intermédia da secção (centro de gravidade), desce recto até ao meio vão desses tramos onde é desviado e sobe recto até às aduelas maciças sobre os pilares extremos. Nos tramos centrais, o cabo inicia-se recto no topo das aduelas maciças e desce o máximo possível até aos terços do vão onde é desviado e mantêm-se recto paralelo à rasante da via nos tramos 2 e 4 e horizontal no tramo 3.

Esta solução apenas pretende traduzir um traçado teórico para cálculo, não se considerando aqui os aspectos relacionados com a sua realização prática, como o estudo das concordâncias ou a conveniência de colocar e esticar os cabos tramo a tramo.

Nas Figura 5.44 a Figura 5.48 apresenta-se o traçado do cabo poligonal planeado.

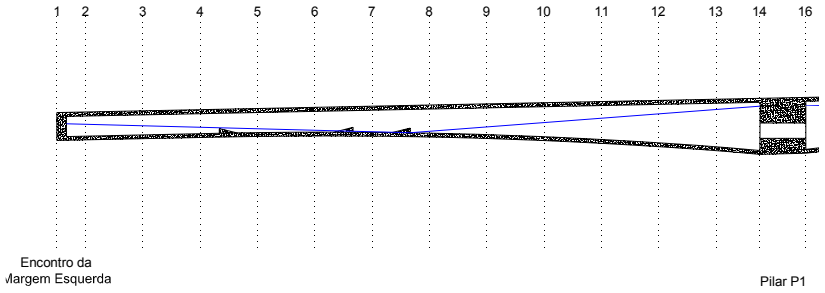


Figura 5.44 – Traçado do pré-esforço exterior no 1.º Vão.

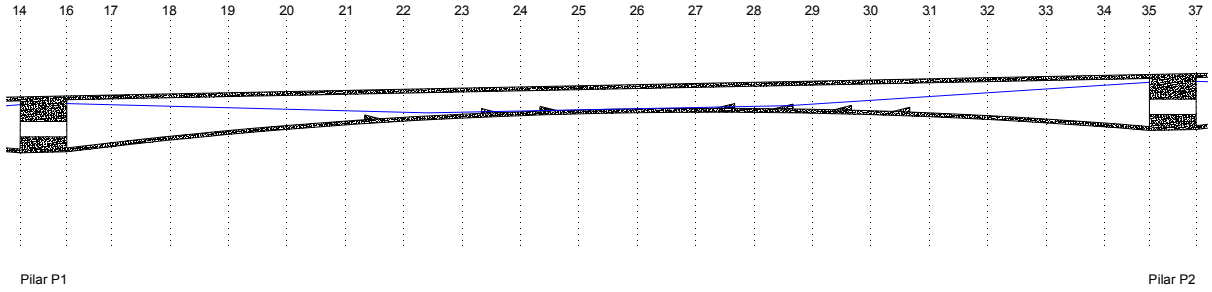


Figura 5.45 – Traçado do pré-esforço exterior no 2.º Vão.

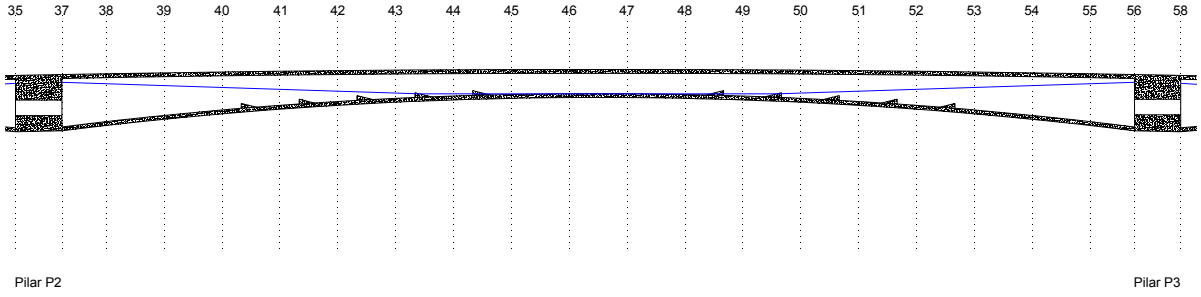


Figura 5.46 – Traçado do pré-esforço exterior no 3.º Vão.

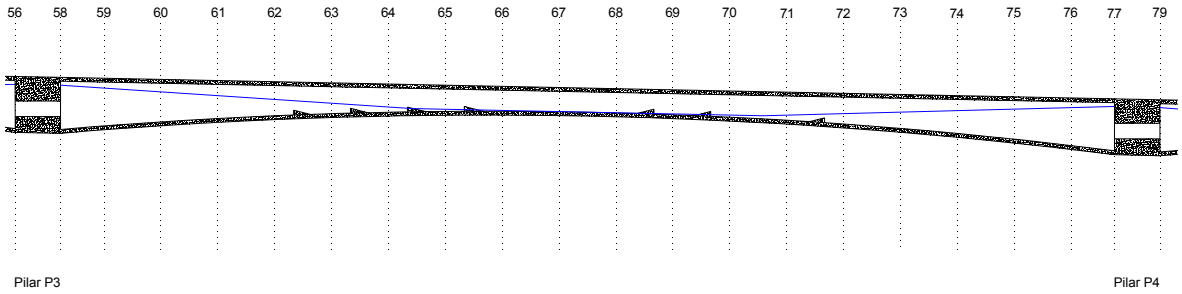


Figura 5.47 – Traçado do pré-esforço exterior no 4.° Vão.

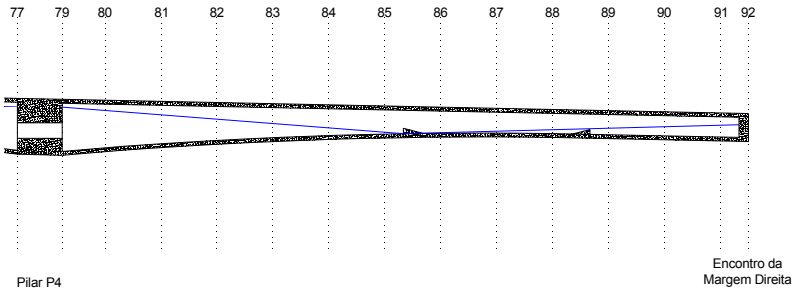


Figura 5.48 – Traçado do pré-esforço exterior no 5.° Vão.

Consideraram-se três cenários de base para o estado actual da ponte:

- Cenário 1: a ponte apresenta-se íntegra sem qualquer perda de pré-esforço. Neste cenário avaliam-se as tensões de compressão máximas instaladas em serviço;
- Cenário 2: a ponte apresenta uma diminuição no pré-esforço uniforme de 25%. Neste cenário verificam-se a existência de tracções em serviço e o estado limite último relativo aos momentos flectores.
- Cenário 3: a ponte apresenta uma diminuição no pré-esforço na laje inferior de 50%. Neste cenário verificam-se a existência de tracções em serviço e o estado limite último relativo aos momentos flectores.

A força aplicada no cabo resultante do pré-esforço exterior foi a máxima possível, isto é, 20 MN. Este valor não deve ser ultrapassado sob pena de se ultrapassarem as tensões limites de compressão de serviço e o momento flector resistente a meio vão dos vários tramos começar a diminuir devido à redução do braço das forças internas.

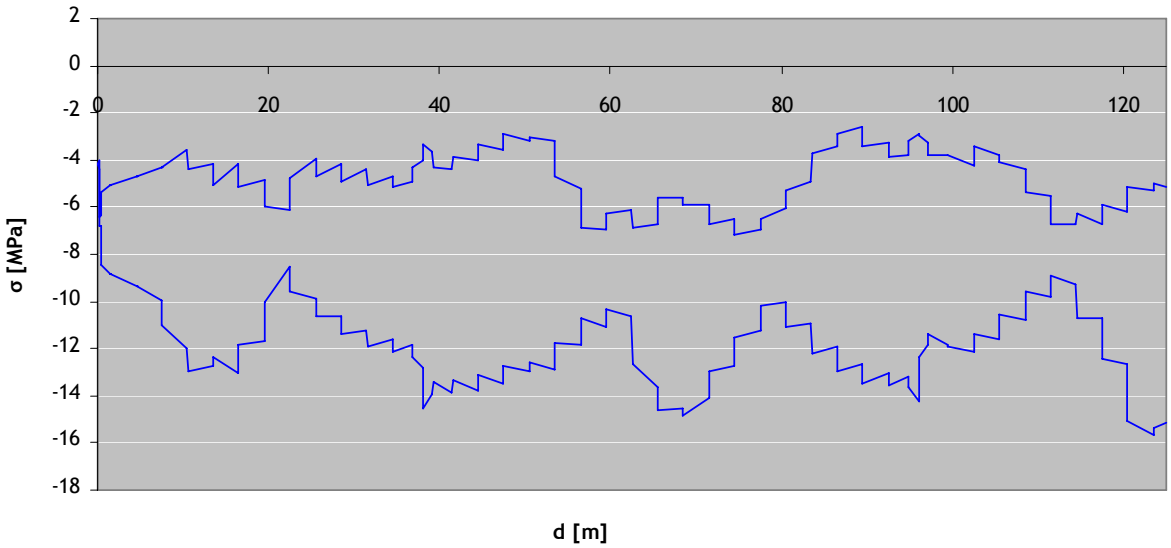


Figura 5.49 – Cenário 1: Tensões normais: RSA - Combinação Quase Permanente.

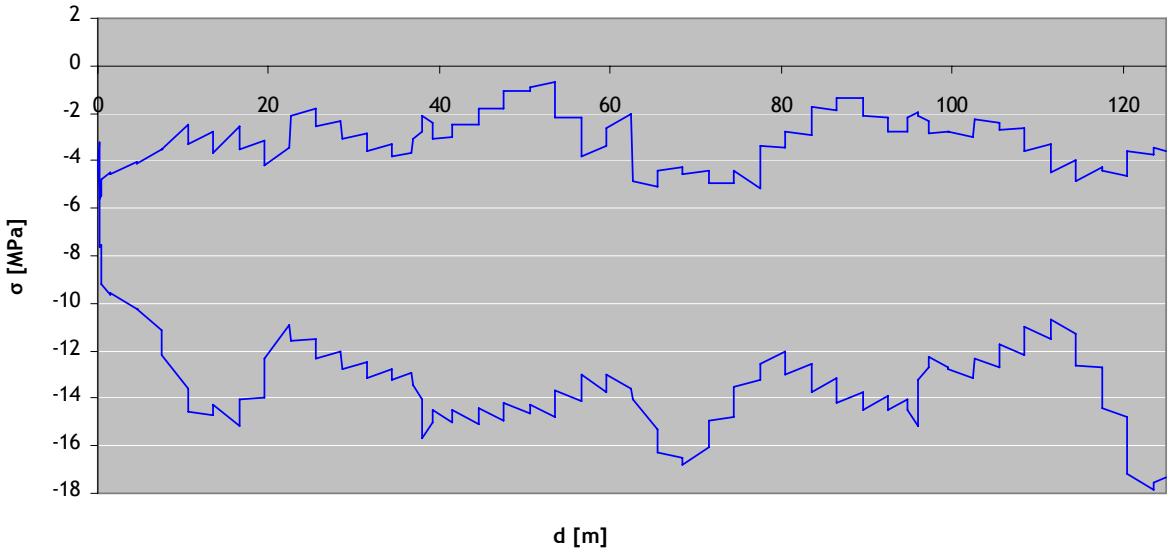


Figura 5.50 – Cenário 1: Tensões normais: RSA - Combinação Característica.

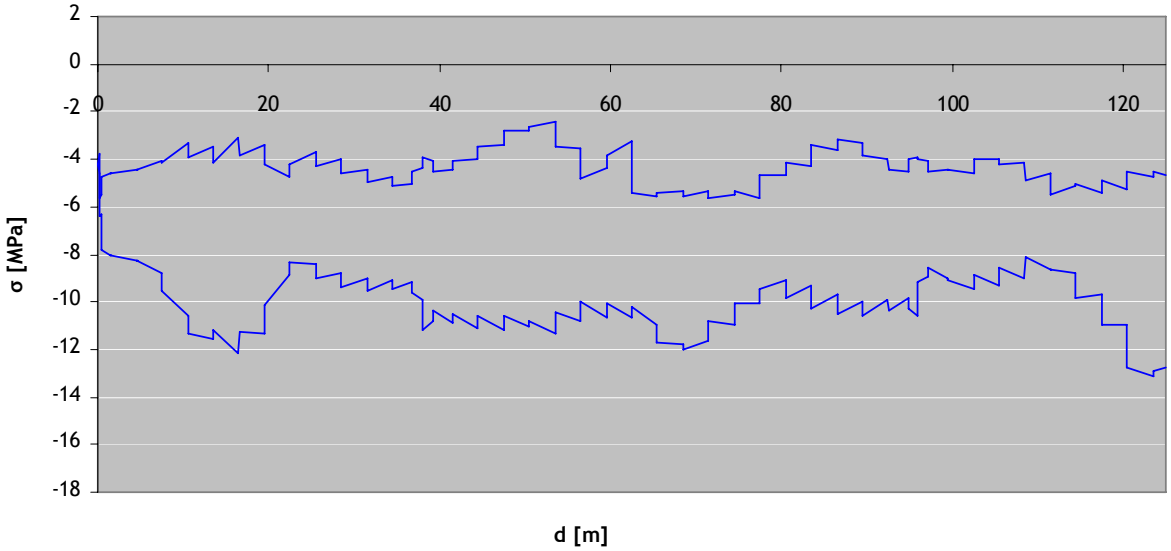


Figura 5.51 – Cenário 2: Tensões normais: RSA - Combinação Frequente.

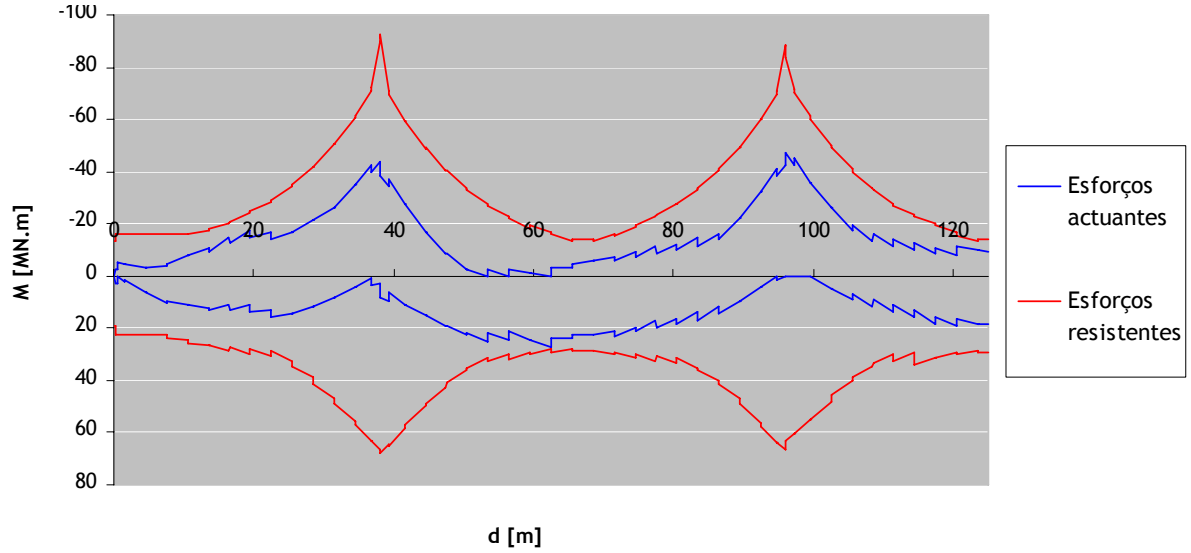


Figura 5.52 – Cenário 2: Momentos Flectores: RSA - ELU.

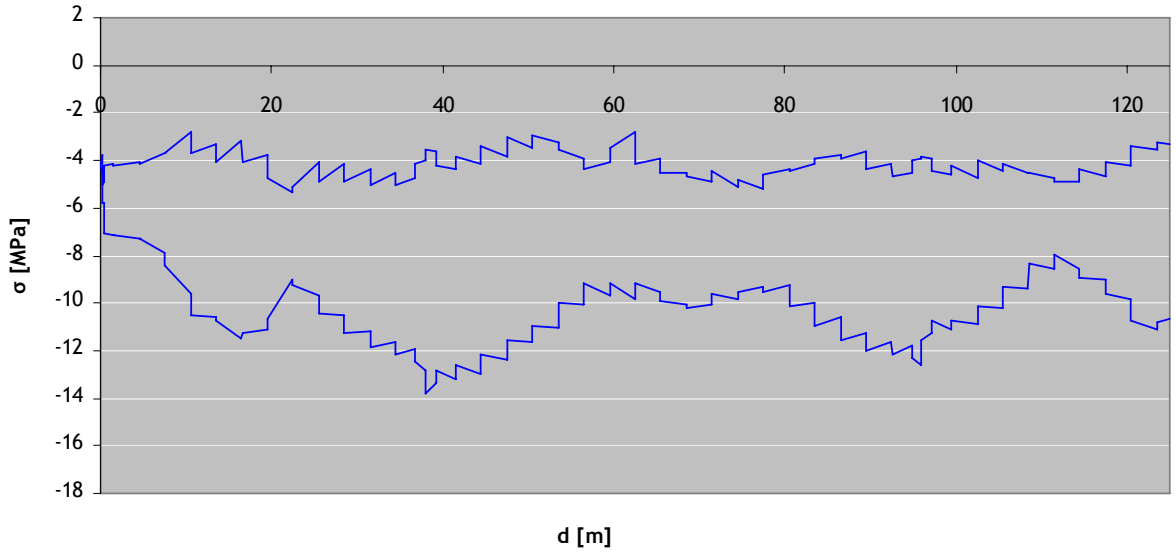


Figura 5.53 – Cenário 3: Tensões normais: RSA - Combinação Frequente

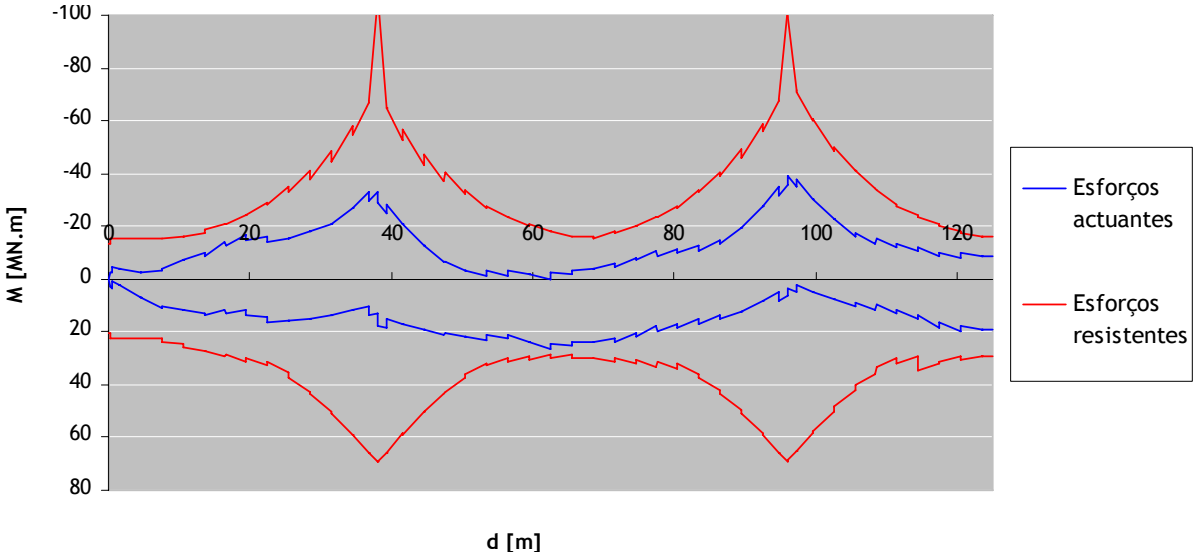


Figura 5.54 – Cenário 3: Momentos Flectores: RSA - ELU.

Em relação às tensões máximas de compressão nas combinações de serviço (quase permanente e característica), verifica-se que estas não são ultrapassadas (Cenário 1). Por outro lado, garante-se a descompressão de todas as secções da ponte para a combinação frequente (Cenários 2 e 3).

Em relação ao momento flector positivo no estado limite último, nota-se um ligeiro acréscimo da capacidade resistente (explicada pelo aumento do esforço axial) e uma diminuição significativa do esforço actuante, de tal modo que nas condições dos Cenários 2 e 3, este estado limite passaria a cumprir-se.

Fica assim comprovada a possibilidade técnica de se introduzir pré-esforço exterior no interior do caixão da ponte até um determinado valor, como opção de reforço longitudinal do tabuleiro.

5.4 ESTUDO DETALHADO DE UM TROÇO DA PONTE

Nesta secção aborda-se o estudo detalhado de um troço de ponte com recurso à análise não linear material que teve por objectivos a tentativa de justificação da origem da fissuras e a avaliação da resposta da estrutura até à rotura para avaliação da segurança estrutural. Nesta dissertação não se aborda, com o detalhe que uma análise não linear requereria, as questões relacionadas com os modelos materiais, nem se faz uma apresentação demasiado alargada dos resultados, apenas são expostas algumas das conclusões mais importantes.

5.4.1 Descrição do modelo

Uma vez que o tempo de cálculo de uma única análise não linear com um modelo completo da ponte podia demorar muito tempo (várias semanas num *PC* normal) e se pretendiam realizar diversas análises, apenas é modelada a metade esquerda do tramo 2 (ou simetricamente a metade direita do tramo 4), local onde apareceram as maiores fendas na laje inferior. Por outro lado, dada a simetria transversal, apenas é adoptada meia secção transversal.

Em termos de modelação, as principais opções iniciais seriam entre um modelo com elementos de casca ou um modelo com elementos volumétricos. Com vista a tratar o problema do corte de forma mais adequada, e existindo experiência comprovada com a utilização destes elementos por parte do autor do modelo, escolheu-se a segunda opção. Na Figura 5.55 apresenta-

se a malha de elementos finitos adoptada, enquanto na Figura 5.56 se ilustram as condições de fronteira utilizadas. Foi utilizado o programa de cálculo *Diana 9.2*.

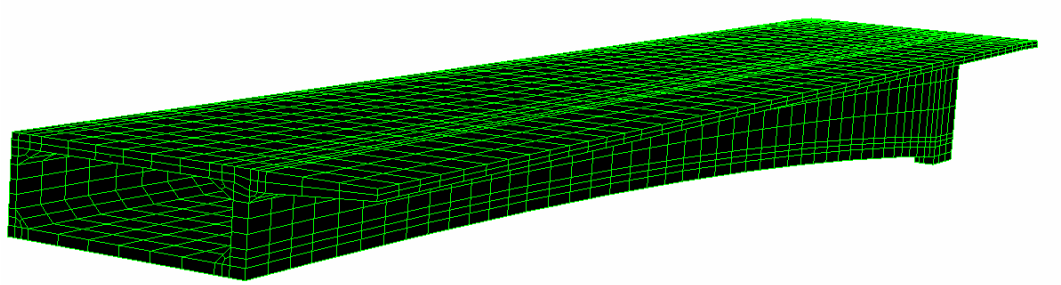


Figura 5.55 – Malha de elementos finitos adoptada (Pimentel, et al., 2007b).

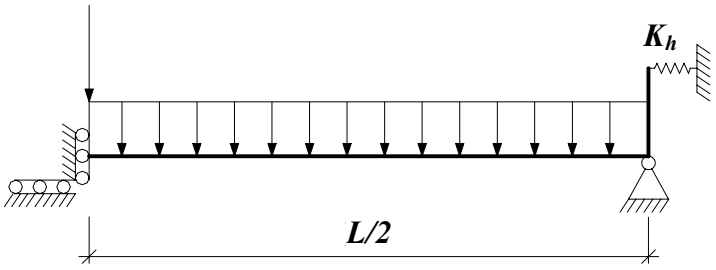


Figura 5.56 – Esquema estrutural adoptado (Pimentel, et al., 2007b).

Com vista a simular o processo construtivo por avanços sucessivos, numa primeira fase a rigidez K_h é muito elevada (apoios de encastramento) e os apoios do meio vão não existiram até à última aduela, momento em que passaram a actuar. Nas fases seguintes, adopta-se um valor de K_h de modo a dar à secção de apoio a rigidez elástica obtida com o modelo de barras descrito nos capítulos anteriores.

As armaduras ordinárias são representadas de forma distribuída por elementos de placa sem resistência ao corte, de acordo com o projecto de execução da ponte. Em relação às armaduras de pré-esforço, estas são modeladas através de elementos de cabo. Na ausência de dados concretos sobre o projecto de pré-esforço, dado existirem apenas três desenhos de toda a obra relativos às três secções de fecho dos tramos centrais, são adoptados traçados de cabo prováveis, de acordo com esses desenhos e com as cabeças de ancoragem observadas. As secções transversais atribuídas a cada cabo estão de acordo com os desenhos disponíveis, as suposições adoptadas e a consideração de uma tensão de esticamento a tempo infinito de 900 MPa, prática corrente da época.

Na Figura 5.57 mostra-se o traçado dos cabos de pré-esforço adoptado.

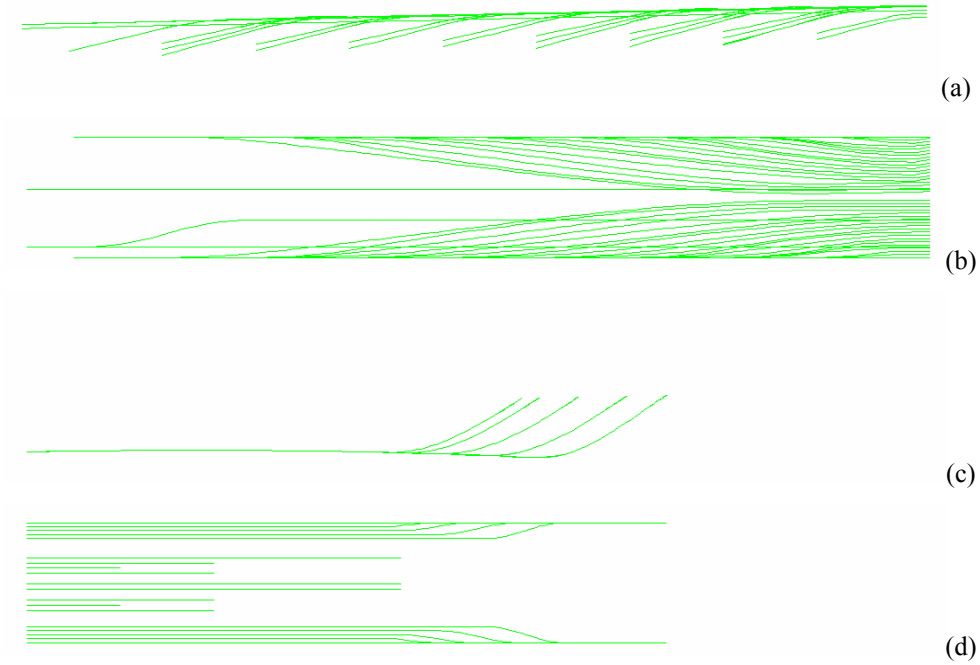


Figura 5.57 – Modelação do traçado dos cabos de pré-esforço: a) Alçado do pré-esforço superior; b) Planta do pré-esforço superior; c) Alçado do pré-esforço inferior; d) Planta do pré-esforço inferior (Pimentel, et al., 2007b).

Em relação ao comportamento não linear dos materiais é adoptado para o betão em tracção um modelo de fendilhação distribuída, para o betão em compressão um modelo elastoplástico com endurecimento utilizando o Critério de Mohr-Coulomb como critério de cedência e para o betão ao corte uma redução para 10% da rigidez elástica após fissuração. Para além do relatório elaborado podem ser encontrados mais pormenores sobre a formulação destes assuntos em: Pimentel (2004), Witte et Kikstra (2005), Markeset et Hillerborg (1995) e Pimentel (2007a). Em relação ao aço são adoptadas as leis uniaxiais habituais.

Na Tabela 5.5 apresentam-se as propriedades mais importantes consideradas nos respectivos modelos materiais.

Tabela 5.5 – Valores das propriedades médias consideradas para os materiais.

Material	Propriedades
Betão	f_{cm} = 40 MPa
	f_{ctm} = 2.9 MPa G_F = 130 N/m
Aço ordinário	f_{ym} = 460 MPa f_{tm} = 560 MPa ε_u = 12 ‰
Aço de pré-esforço	f_{ym} = 1400 MPa f_{pu} = 1770 MPa ε_u = 17.5 ‰

5.4.2 Análises efectuadas

Com o objectivo de avaliar o comportamento em serviço (avaliação da fendilhação), na rotura (avaliação da segurança) e a reacção da estrutura à solução de pré-esforço exterior são realizadas algumas análises.

As primeiras análises relativas ao comportamento em serviço diferem no facto do faseamento construtivo ser ou não considerado e no facto de ser adoptado ou não uma redução da secção dos cabos da laje inferior em 50%. As análises seguintes relativas ao comportamento até à rotura não consideram o efeito do faseamento construtivo e distinguem-se pela existência ou não de corrosão nos cabos de pré-esforço na laje inferior. Na última análise avaliam-se alterações do comportamento em serviço quando a estrutura é submetida à acção do pré-esforço exterior.

As acções consideradas são o peso próprio e os revestimentos, o pré-esforço, a temperatura e a sobrecarga. Dada a limitação da simetria longitudinal no modelo apenas é possível considerar o caso Sobrecarga + Faca com a Faca a meio vão. Embora esta combinação de esforços represente o caso mais desfavorável para o momento flector a meio vão, não significa que o seja para outros esforços e/ou secções.

Nas análises relativas ao serviço, após aplicação de cargas permanentes apenas se incrementam as sobrecargas, enquanto na análise até à rotura todas as acções são incrementadas com excepção do pré-esforço.

5.4.3 Comportamento em serviço

A evolução da fissuração ocorre segundo um padrão idêntico ao observado em obra à medida que se aumenta a carga de serviço independentemente da análise considerada. Na Figura 5.58 ilustra-se o padrão de fissuração numa das situações mais gravosas em que se considera a possibilidade da secção dos cabos da laje inferior ficar reduzida a 50% devido à corrosão observada e onde o processo construtivo não foi considerado.

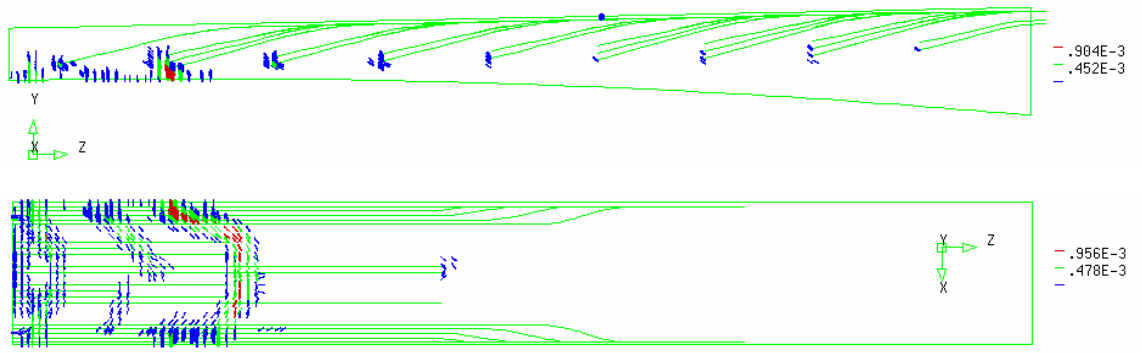


Figura 5.58 – Padrão de fissuração na combinação frequente (Pimentel, et al., 2007b).

As fendas existentes nas almas têm duas origens distintas, por um lado observam-se fendas devidas às ancoragens pré-esforçadas dos avanços em consola e, por outro lado observam-se fendas que resultam da propagação das fendas na laje inferior para as almas.

Relativamente ao estado de tensão na laje inferior é interessante constatar que só com a consideração da acção da temperatura, para além do peso próprio, a laje inferior fica praticamente descomprimida numa extensa zona do meio vão (Figura 5.59).

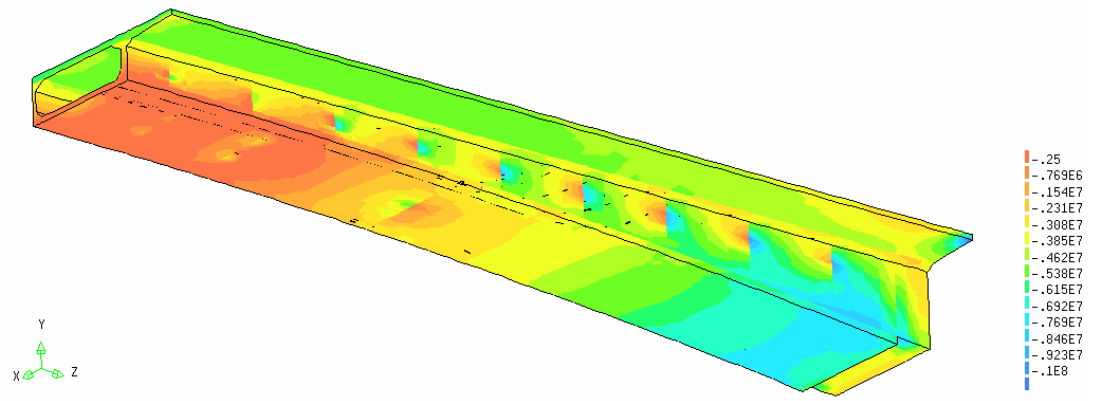


Figura 5.59 – Mapas com as tensões normais (Pa) no betão perante as acções do peso próprio e da temperatura (Pimentel, et al., 2007b).

Já as tensões na armadura longitudinal ordinária na laje inferior podem atingir os 300 MPa para a combinação característica nas zonas de descontinuidade do campo de tensões provocadas pelas ancoragens dos cabos de pré-esforço (Figura 5.60).



Figura 5.60 – Tensões (Pa) na armadura longitudinal da laje inferior na combinação característica (Pimentel, et al., 2007b).

Da análise realizada ao comportamento em serviço da obra de arte constatou-se que:

- só quando a fissuração se propaga da laje inferior para as almas é que ocorre uma quebra de rigidez global no tramo respectivo, o que vem de encontro aos resultados do ensaio de carga;
- a fissuração observada na laje inferior resulta do mau escalonamento e término demasiado cedo do pré-esforço, assim como da falta de armaduras adicionais de reforço nessas zonas;
- a fissuração nas almas junto às cabeças das ancoragens pode ser explicada pelas tensões demasiado elevadas existentes nessas zonas que podem provocar, devido aos efeitos diferidos no betão, deformações diferenciadas levando à fissuração. Verificou-se também que esta situação se agrava no caso de existir corrosão nos cabos de pré-esforço da laje inferior.

5.4.4 Comportamento até à rotura

Na Figura 5.61 apresenta-se o gráfico carga - deslocamento a meio vão até à rotura. No mesmo gráfico representam-se também os valores limites do factor de carga calculados pelo método das rótulas plásticas, assim como o valor requerido para satisfazer a segurança à rotura $LF_{req,\ aço}$. Sobre a curva indicam-se ainda alguns dos pontos notáveis relativos ao comportamento estrutural.

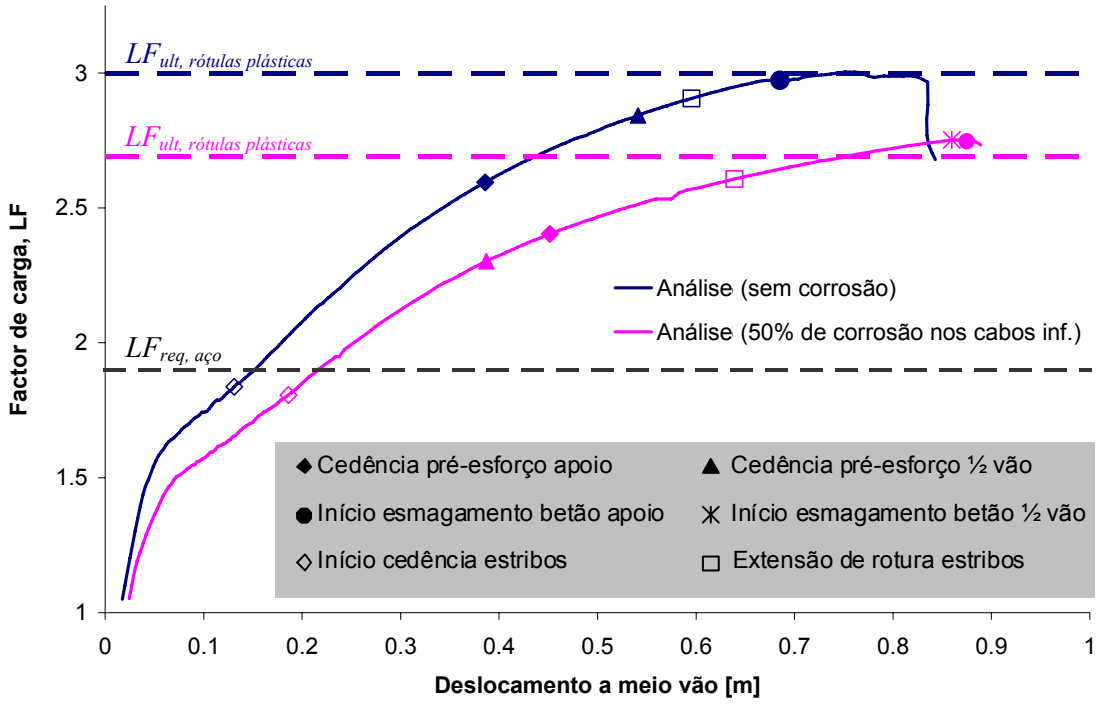


Figura 5.61 – Curva carga - deslocamento até à rotura (Pimentel, et al., 2007b).

De acordo com o gráfico apresentado verifica-se que a rotura ocorre sempre após a cedência do aço de pré-esforço, tanto na secção do apoio como na do vão, e para factores de carga superiores ao requerido ($LF_{req,\ aço}$). Note-se que a cedência localizada de alguns estribos por volta de $LF = 1.8$ não influi na ductilidade estrutural e na capacidade resistente por flexão, mas atingida a extensão de rotura dos estribos, momento em que assumiu a rotura por corte nas almas, a capacidade última por flexão já pouco evoluiria nas análises.

O parâmetro $LF_{req,\ aço}$ resulta da incongruência regulamentar entre a análise linear com valores característicos utilizados no projecto corrente e a análise não linear que trabalha com valores médios. Na falta de coeficientes de segurança regulamentares para análises não lineares adopta-se um coeficiente de segurança correspondente ao de um projecto novo (análise linear) devidamente transformado em valores médios. Contudo, em termos científicos e regulamentares, esta filosofia de dimensionamento simplificada ainda precisa de ser validada convenientemente.

Assim, o coeficiente de majoração das cargas (1.5) é multiplicado pelo coeficiente de segurança parcial do aço (1.15) e pelo cociente entre o valor médio e característico do aço (1.1), vindo assim $LF_{req,\ aço} = 1.5 \times 1.15 \times 1.1 = 1.90$. Note-se que a escolha do material aço em detrimento do material betão, que seria bastante mais exigente, deve-se ao facto da cedência do aço ocorrer antes do esmagamento do betão, tal como nos dimensionamentos correntes, sendo assim o aço o material condicionante.

Conclui-se assim que a capacidade resistente da estrutura é bastante elevada face ao requerido ($LF_{req,\ aço}$), pelo que se considera que a ponte verifica a segurança em relação aos estados limites últimos.

5.4.5 Introdução do pré-esforço exterior

Utilizando o traçado do cabo apresentado na Subsecção 5.3.3 e realizando as devidas adaptações a este modelo testa-se esta possível solução de reforço. Na Figura 5.62 ilustra-se o padrão de fissuração para a combinação característica após a aplicação do pré-esforço de 20 MN.

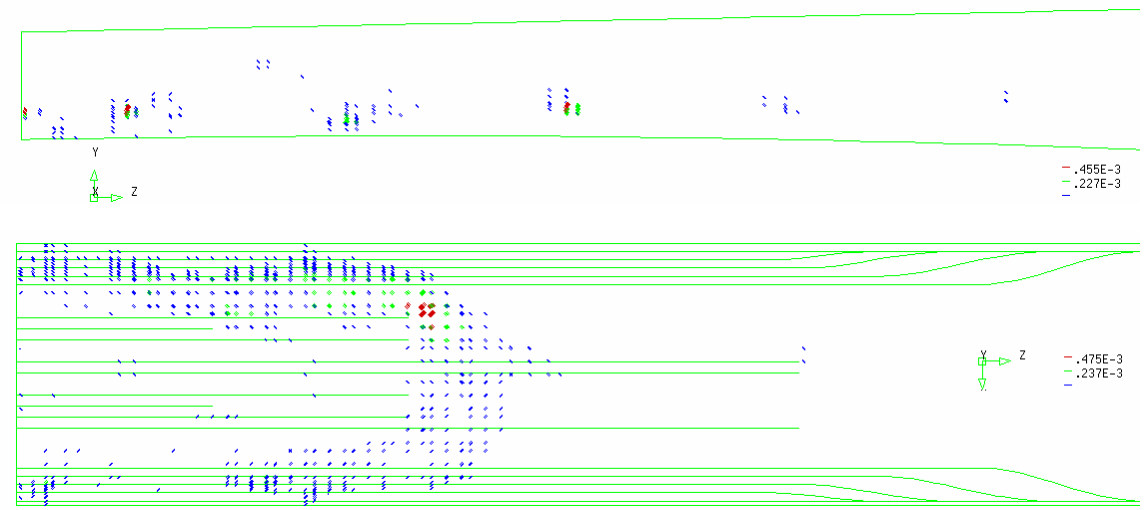


Figura 5.62 – Fissuração na combinação característica após a aplicação do pré-esforço exterior (Pimentel, et al., 2007b).

Da comparação das Figura 5.58 e Figura 5.62 mesmo referentes a combinações diferentes, isto é, no primeiro caso a fissuração para a combinação característica ainda seria mais grave que o apresentado para a combinação frequente, verifica-se uma diminuição acentuada da abertura de fendas existentes. Constatou-se ainda uma diminuição das tensões normais de tracção no meio vão na laje inferior e um aumento generalizado das tensões normais de compressão na laje superior.

5.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesta secção resumem-se as principais conclusões dos estudos numéricos efectuados.

5.5.1 Projecto da ponte

Da observação realizada ao projecto da ponte constatou-se que à luz do conhecimento da época não existem erros no projecto. No entanto, e devido à evolução do conhecimento acerca do comportamento deste tipo de estruturas, existem algumas diferenças nos processos de cálculo que podem justificar algumas das avarias encontradas:

- as verificações efectuadas para a flexão foram apenas baseadas na actual combinação característica para a qual se impôs a descompressão, não tendo sido tomadas em consideração as exigências no que diz respeito à quantidade de armadura ordinária necessária para garantir aberturas de fendas dentro de valores pré-definidos;
- a quantidade de armadura ordinária longitudinal existente é reduzida. Na laje inferior do tabuleiro esta é próxima da mínima requerida para não ocorrer plastificação aquando da formação da primeira fissura, mas é insuficiente para limitar a aberturas de fendas a $w_k \leq 0.2$ mm, conforme estipulado na regulamentação actual no caso de existir fissuração em condições de serviço;
- a verificação do esforço transverso é conservativa à luz da regulamentação actual, onde é permitido escolher a orientação das escoras de compressão;
- no diagrama de pré-esforço requerido na laje inferior não é tido em consideração o comprimento necessário à sua transmissão para as almas. Da posição das ancoragens dos cabos de pré-esforço de continuidade situados na laje inferior pode-se concluir que esse cuidado também não foi tido em conta no projecto de aplicação de pré-esforço. Deste facto resulta que a interrupção dos cabos na laje inferior foi efectuada mais cedo do que o requerido, existindo troços de tabuleiro menos comprimidos do que o assumido no projecto.

5.5.2 Cálculos de acordo com os métodos e modelos actuais

Do novo cálculo efectuado para verificação da segurança da obra à luz da regulamentação actual destacaram-se:

- as diferenças em relação ao projectista: no modelo de cálculo, no modo de consideração do pré-esforço, no método de cálculo dos esforços diferidos e na regulamentação;

- os esforços actuantes do projectista na combinação característica são semelhantes aos calculados para valores equivalentes das acções. Foi no entanto considerada no projecto original uma variação diferencial de temperatura $\Delta T = 10$ ºC, inferior ao valor $\Delta T = 15$ ºC actualmente preconizado e utilizado nos cálculos efectuados;
- sobre o comportamento em serviço: as tensões máximas não são excedidas, mas verifica-se a existência de tracções nos meios vãos dos vários tramos para a combinação frequente;
- tendo em conta o comprimento de difusão do pré-esforço inferior para as almas é possível o aparecimento de fendas transversais na laje inferior sob acção conjunta da variação diferencial de temperatura e de tráfego pesado;
- sobre o estado limite último: a resistência ao esforço transverso está garantida, a resistência ao momento flector negativo está assegurada, a resistência ao momento flector positivo é nalgumas secções inferior ao esforço actuante para as acções do RSA e bastante inferior ao esforço actuante para as acções do EC1;

Das simulações relativas à quantidade de pré-esforço evidenciaram-se os seguintes aspectos:

- no caso de ocorrerem perdas elevadas de pré-esforço a fendilhação a meio vão dos vários tramos pode acontecer mais facilmente, a segurança em relação ao esforço transverso está garantida e a segurança em relação ao momento flector positivo reduz-se;
- é viável a introdução de pré-esforço exterior como medida de reforço da ponte, até um determinado limite (20 MN).

5.5.3 Estudo detalhado de um troço de ponte

De acordo com os resultados obtidos foi possível estabelecer algumas causas para a origem de certas patologias observadas em serviço:

- a fissuração transversal na laje inferior tem origem no efeito localizado provocado pela ancoragem dos cabos de pré-esforço;
- a fissuração nas almas deve ter origem nos efeitos diferidos associados ao término dos cabos em consola. Verificou-se ainda que estas têm tendência a aumentar no caso de existir corrosão na laje inferior;

- tal como observado em obra as fissuras nas almas são de dois tipos, sendo que as mais activas são as que se propagaram da laje inferior;
- o padrão de fissuração observado em obra pôde ser representado na análise, tendo-se constatado que as suas causas principais são a interrupção prematura dos cabos de pré-esforço, a falta de armadura adicional de ligação e muito provavelmente alguma da corrosão observada nos cabos de pré-esforço na laje inferior.

Do ponto de vista da segurança aos estados limites últimos, constatou-se que:

- a existência de fissuração apenas na laje inferior não se traduz numa quebra acentuada da rigidez na estrutura, uma vez que esta só é afectada quando as fissuras se propagam da laje inferior para a alma;
- a rotura ocorre para valores do factor de carga superiores ao requerido após cedência do aço de pré-esforço tanto na secção do vão como na secção do apoio. Os cálculos efectuados permitem afirmar que a rotura ocorre para um factor de carga inferior ao previsto pelo método das rótulas plásticas, sendo antecipada pelo corte nas aduelas adjacentes ao pilar.

A análise à possível solução de reforço com pré-esforço exterior comprovou a sua eficiência para as condições de serviço da obra.

5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste capítulo foi efectuada uma análise do projecto original, um novo cálculo da ponte usando métodos e regulamentos actualizados, foi avaliado o efeito da introdução de pré-esforço exterior para atenuar as patologias observadas e foi efectuada a análise não linear de um troço da ponte.

A análise ao projecto da ponte revelou-se de extrema importância pois foi possível perceber a motivação de muitas das opções tomadas pelo projectista, assim como detectar algumas causas prováveis para certas anomalias.

Com os cálculos efectuados foi possível avançar com algumas explicações para a origem das patologias observadas no tabuleiro, assim como avaliar a segurança da obra, inclusivamente considerando vários cenários com alguma danificação do pré-esforço existente.

Assim e de acordo com os resultados obtidos, recomendou-se ao EP a realização de obras de reabilitação e reforço que visam sobretudo a resolução dos problemas relacionados com os

estados limites de serviço e a durabilidade material, uma vez que em relação aos estados limites últimos a estrutura apresenta uma grande capacidade de redistribuição de esforços que lhe garantirá uma segurança adequada.

Ficaram expressas algumas das potencialidades das análises não lineares com recurso ao Métodos dos Elementos Finitos quando o objectivo é a análise de estruturas existentes tanto em serviço como na rotura. Contudo, a verificação da segurança nestas análises fica um pouco limitada porque, por um lado, só se analisam alguns casos de carga que se pensam ser os mais gravosos e, por outro lado, falta um modelo regulamentar apropriado para a verificação da segurança quando se usa a análise não linear.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES GERAIS

Ao longo desta dissertação foi exposto de forma detalhada o trabalho desenvolvido tendo em vista os objectivos principais estabelecidos: a abordagem ao tema da avaliação da integridade estrutural das pontes betão e a avaliação da mesma na Ponte Nossa Senhora da Guia, considerando-se que estes objectivos foram plenamente atingidos. Nos parágrafos seguintes sintetizam-se algumas das conclusões apresentadas mais relevantes.

6.1.1 Avaliação da integridade estrutural

A análise realizada às principais causas dos problemas das pontes de betão permitiu separá-las em quatro grandes áreas relativas: às acções aplicadas, ao comportamento mecânico dos materiais, à sua durabilidade e aos erros cometidos desde o projecto. Quanto às acções aplicadas destacaram-se as acções cíclicas do tráfego e as acções térmicas, ambas nem sempre bem contabilizadas na fase de projecto. Relativamente ao comportamento mecânico distinguiram-se o comportamento reológico do betão (fluência e retracção) e a propensão que este apresenta para se deteriorar por diversos modos na presença de água (ataques físico-químicos). Sobre os erros cometidos, evidência para a elevada quantidade de erros, principalmente em obra, causadores de muitas das anomalias hoje observadas.

A abordagem aos Sistemas de Gestão de Obras de Arte possibilitou conhecer a sua estrutura e o seu modo de funcionamento. De facto, os sistemas de gestão de pontes serão cada vez mais uma ferramenta útil na gestão de um parque de obras de arte, uma vez que para além da

componente técnica de engenharia civil, estes dispõem de outras componentes, como a económica que permitem ao gestor tomar as melhores decisões em cada momento.

Contudo, para o seu funcionamento, é necessário alimentar regularmente o sistema com informação útil e uniforme (segundo os mesmos padrões de avaliação). Sobre este assunto, após a realização da inspecção destacam-se os seguintes aspectos:

- a necessidade de preparação adequada de um inspector, com vista a rigorosa identificação e levantamento dos dados;
- a dificuldade de classificação objectiva dos diversos componentes e a elevada subjectividade envolvida em todo processo.

O recordar das noções de segurança e modelação demonstrou que para a avaliação correcta da segurança estrutural existem diversas técnicas de fiabilidade com diversos graus de complexidade. Por outro lado, a aplicação do Método dos Elementos Finitos com recurso à análise não linear traduz-se numa ferramenta muito útil para a verificação de segurança de estruturas existentes. Contudo, constatam-se algumas dificuldades de aplicação ligadas à falta de informação rigorosa do comportamento mecânico dos materiais e aos elevados tempos de cálculo necessários.

6.1.2 O caso da Ponte Nossa Senhora da Guia

A inspecção realizada à obra de arte, tanto a nível externo (visual), como a nível interno (caracterização mecânica dos materiais) tornou possível caracterizar o estado actual da ponte. Em termos globais, a obra de arte evidencia um comportamento satisfatório perante a passagem do tráfego, garantindo de um modo adequado a sua função.

Constatou-se que a fendilhação diagonal antes encontrada num troço se estendia por toda a ponte, iniciando-se em geral junto aos blocos pré-fabricados, onde estão as ancoragens do pré-esforço das almas correspondentes aos avanços em consola durante o processo construtivo. Detectaram-se ainda na laje inferior algumas fendas transversais ao longo de toda a largura da laje pré-esforçada assim como fendas inclinadas.

Foram apresentados alguns problemas relacionados com a durabilidade, sendo os principais a presença na laje inferior de cabos de pré-esforço corroídos à vista e diversos escorrimentos em muitos pontos da obra de arte. Propuseram-se, ao dono de obra, algumas intervenções para evitar a proliferação de alguns problemas detectados.

Em termos globais a aplicação ao **Estado de Manutenção** da ponte da classificação de **Mau** reflecte o facto da obra necessitar de algumas obras de reabilitação. Em relação ao **Estado**

de Conservação da ponte, a classificação de **4** expõe a importância dos danos do tabuleiro na ponte que assim apresenta a necessidade de realização de uma intervenção de reforço.

A execução de um ensaio de carga na obra de arte, para um nível de solicitação da estrutura pouco superior à combinação frequente, permitiu quantificar a resposta da estrutura perante a solicitação aplicada através de um conjunto de grandezas globais (flechas, rotações, curvaturas, movimentos de juntas e frequências naturais) e avaliar o nível de actividade de patologias estruturais de relevo como são as fendas diagonais nas almas e as transversais na laje inferior do caixão.

Com o objectivo de simular a resposta da ponte em termos longitudinais durante o ensaio de carga e comparar com as medidas efectuadas, foi aplicado à estrutura um modelo numérico de elementos finitos com elementos de barra.

Constatou-se que a resposta global da estrutura é muito próxima do comportamento linear elástico para o nível de solicitação a que a ponte foi submetida, no entanto, a actividade detectada de abertura e fecho das fendas observadas, na laje inferior e almas, perante a passagem dos veículos anteviu o não cumprimento dos estados limites de serviço.

No ensaio ambiental, os movimentos registados nas fendas da alma e laje inferior (abertura mais fecho) foram cerca de 60% do valor máximo do observado no ensaio de carga para uma variação uniforme de 5 ºC e diferencial de 10 ºC, o que demonstra a grande actividade destas fendas.

Na observação realizada ao projecto da ponte constatou-se que à luz do conhecimento da época não existem erros no projecto. No entanto, devido à evolução do conhecimento acerca do comportamento deste tipo de estruturas, existem algumas diferenças nos processos de cálculo que podem justificar algumas das avarias encontradas.

Com a realização dos vários modelos (linear e não linear) foi possível avançar com algumas explicações para a origem das patologias observadas no tabuleiro, assim como avaliar a segurança da obra, inclusivamente considerando vários cenários com alguma danificação do pré-esforço existente e propor uma solução de reforço com pré-esforço exterior.

No cálculo linear elástico efectuado para verificação da segurança da obra à luz da regulamentação actual destacaram-se:

- comportamento em serviço: as tensões máximas não são excedidas, mas verifica-se a existência de tracções no betão nos meios vãos dos vários tramos para a combinação frequente;

- estado limite último: a resistência ao esforço transverso está garantida, a resistência ao momento flector negativo está assegurada, a resistência ao momento flector positivo é nalgumas secções inferior ao esforço actuante para as acções do RSA e bastante inferior ao esforço actuante para as acções do EC1;
- é viável a introdução de pré-esforço exterior como medida de reforço da ponte, até um determinado limite (20 MN).

Com a utilização de um modelo não linear material foi possível estabelecer algumas causas para a origem de certas patologias observadas em serviço. O padrão de fissuração observado em obra pôde ser representado na análise, tendo-se constatado que as suas causas principais são a interrupção prematura dos cabos de pré-esforço, a falta de armadura adicional de ligação e muito provavelmente alguma da corrosão observada nos cabos de pré-esforço na laje inferior.

Já do ponto de vista da segurança aos estados limites últimos, constatou-se que a rotura ocorre para valores do factor de carga superiores ao requerido após cedência do pré-esforço tanto na secção do vão como na secção do apoio. Os cálculos efectuados permitiram afirmar que a rotura ocorre para um factor de carga inferior ao previsto pelo método das rótulas plásticas, sendo antecipada pelo corte nas aduelas adjacentes ao pilar.

Assim e de acordo com os resultados obtidos, foi recomendado ao dono de obra a realização de obras de reabilitação e reforço que visarão sobretudo a resolução de problemas relacionados com os estados limites de serviço e a durabilidade material, uma vez que em relação aos estados limites últimos a estrutura apresenta uma grande capacidade de redistribuição de esforços que lhe garantirá uma segurança adequada.

6.2 SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No seguimento da abordagem à integridade estrutural realizada nesta dissertação conclui-se que o problema está muito longe de ser resolvido, sendo apontadas a seguir algumas sugestões nas áreas onde a necessidade de desenvolvimento é mais urgente:

- Ao nível da inspecção das pontes, sugere-se a adopção de sistemas de classificação extremamente detalhados e próprios de cada obra, assim como a definição mais clara e unificada dos sistemas de classificação;
- Ao nível da detecção de avarias no local, urge desenvolver ensaios não destrutivos que permitam no local obter resultados mais fidedignos. A termografia e o radar

poderão dar contributos importantes nesta matéria, pelo que importa transpô-los para o dia-a-dia das inspecções;

- Ao nível da quantificação de parâmetros estruturais, existe uma gama muito alargada de sensores para desenvolver e outros que precisam ser melhorados. A adopção de novas técnicas de medição baseadas em fibra óptica permitirá ultrapassar alguns problemas actuais. A inclusão de sistemas de monitorização inteligentes e permanentes será fundamental para a alimentar constantemente os sistemas de gestão, nomeadamente os módulos de identificação de dano;
- Ao nível da identificação do dano através dos resultados medidos no tempo, sendo uma das áreas mais atrasadas, é urgente que se concentrem esforços para o desenvolvimento destas ferramentas numéricas, independentemente da sua origem (estatística, incerteza, etc.);
- Ao nível da modelação não linear, o desenvolvimento de modelos de retroanálise com vista à justificação de danos é uma área a explorar, conjuntamente com a familiarização destas técnicas por parte dos engenheiros;
- Ao nível da avaliação da segurança de obras existentes, importa implementar metodologias regulamentares para a verificação da segurança de obras existentes e para a aplicação de análises não lineares;
- Ao nível dos sistemas de gestão, estes devem evoluir para sistemas cada vez mais complexos, devendo integrar módulos: de aquisição contínua de dados, módulos de modelação, verificação da segurança, identificação de dano e permitir a entrada directa de dados de ensaios não destrutivos.

Quanto à ponte analisada, para além das obras recomendadas, foi sugerida a monitorização remota contínua das principais fissuras encontradas, tendo em vista o controlo da segurança da obra até à realização das intervenções referidas.

Referências

Adey, B.T.; Hajdin, R.; Brühwiler, Eugen - *Optimal Intervention Strategies for Multiple Bridges During Catch-up Periods Using Age Equivalents*. In: IABMAS 2006, Porto, Portugal, 2006,

Almeida, Joana Maria Martins Rosa Maia de Oliveira - *Gestão de pontes rodoviárias um modelo aplicável em Portugal*. Dissertação de Mestrado; FEUP, Porto: 2003.

Almeida, Joana O.; Delgado, Raimundo M. - *A Bridge Management System Applied to a Set of Portuguese Bridges*. In: IABMAS 2006, Porto, Portugal, 2006,

Araújo, F. Correia de - *Projecto da Nova Ponte Sobre o Rio Lima*. Porto: 1973.

ASEFA - *PATOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN 23 - Agresividad del Suelo a Estructuras de Hormigón. Ataque Químico*. Consultado em 2007/09/03: http://www.asefa.es/repositorio/paginas/pdf/patologia23.pdf, 2007.

Bailey, Simon F., et al. - *Niveau de sécurité requis pour l'évaluation de ponts-routes existants*. Office Féderal des Routes: EPFL, Lausanne, 2002.

Bathe, Klaus-Jürgen - *Finite element procedures in engineering analysis*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1982.

Bellmann, F.; Stark, J. - Prevention of thaumasite formation in concrete exposed to sulphate attack. *Cement and Concrete Research*. 37:8 (2007). p. 1215-1222.

BETAR - *Relatório de Inspecção (Provisório) - Ponte Sra da Guia EN 201 ao km 33+500*. BETAR, Lisboa: 2006.

Biondini, Fabio, et al. - *Tools for Service Life Evaluation and Optimal Maintenance of Concrete Bridges*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Bridge Inspector's Reference Manual. - Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation; USA., 2006.

Brito, Jorge de - *Normalização de Processos na Inspecção de Pontes*. In: Seminário Segurança e Reabilitação das Pontes em Portugal, FEUP edições, Porto, 2001,

Brown, Paul; Bothe, James - The system CaO-Al2O3-CaCl2-H2O at 23+/-2 ºC and the mechanisms of chloride binding in concrete. *Cement and Concrete Research*. 34:9 (2004). p. 1549-1553.

Calçada, Rui Artur Bártolo - *Avaliação experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias*. Tese de Doutoramento; FEUP, Porto: 2001.

Camara, J.; Hipólito, A. - *Precast Bridges: Design for Time Dependant Effects*. In: 2nd fib Congress, Naples, Italy, 2006,

Capozucca, Roberto - Detection of damage due to corrosion in prestressed RC beams by static and dynamic tests. *Construction and Building Materials*. In Press, Corrected Proof:(2007). p.

Cardoso, Heleno - *Últimas vistorias não detectaram perigos*. TSF Online, Consultado em 2007/09/15: http://tsf.sapo.pt/online/portugal/interior.asp?id_artigo=TSF31317 2001.

CEB, Comité Euro-International du Béton - *Bulletin d'Information Nº 183: Durable Concrete Structures - CEB Design Guide*. London, Thomas Telford, 1992.

CEB, Comité Euro-International du Béton - *Bulletin d'Information Nº 188: Fatigue of Concrete Structures*. Lausanne, 1988.

Cervenka, V. - *Safety Assessment in Non-linear Analysis of Concrete Structures*. In: 2nd fib Congress, Naples, Italy, 2006,

Chiang, W.; Liu, K. F. R.; Lee, J. - Bridge damage assessment through fuzzy Petri net based expert system. *Journal of Computing in Civil Engineering*. 14:2 (2000). p. 141-149.

Collepardi, M. - A state-of-the-art review on delayed ettringite attack on concrete. *Cement and Concrete Composites*. 25:4-5 (2003). p. 401-407.

Corrosion Doctors - *Corrosion of Reinforced Concrete*. Consultado em 2007/09/20: http://www.corrosion-doctors.org/Concrete/ConcreteCorr.htm, 2007.

Costa, Aníbal; Arêde, António - *Inspecção e Avaliação Estrutural de Pontes - Algumas contribuições da FEUP*. In: Seminário Segurança e Reabilitação das Pontes em Portugal, FEUP edições, Porto, 2001,

Coutinho, Maria Joana Álvares Ribeiro de Sousa - *Ataque por sulfatos*. Apoio às aulas de Construção com Novos Materiais: FEUP, Porto, 2001.

Coutinho, Maria Joana Álvares Ribeiro de Sousa - *Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem*. Tese de Doutoramento; FEUP, Porto: 1998.

Cruz, Paulo J. S. - *Linhas Orientadoras de uma Política de Manutenção, Conservação e Inspecção de Pontes*. In: 4.as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa, Portugal, 2006,

Cruz, Paulo J. S., et al. - *Utilização do Radar de Prospecção Geotécnica na Localização das Bainhas de Pré-Esforço nas Pontes da Barra e de Lanheses*. In: 4.as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa, Portugal, 2006,

CSS, Construction Systems Supply - *Waste Water Coatings and Repair*. Consultado em 2007/09/25: http://www.csscorp.net/wastewater.asp, 2005.

Davis, J.; Nassif, H.; Ertekin, A.O. - *Field evaluation of methods for monitoring bridge scour*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Dehwah, H. A. F. - Effect of sulfate concentration and associated cation type on concrete deterioration and morphological changes in cement hydrates. *Construction and Building Materials*. 21:1 (2007). p. 29-39.

Delgado, Pedro da Silva - *Vulnerabilidade sísmica de pontes*. Dissertação de Mestrado; FEUP, Porto: 2000.

Dicionário da língua portuguesa. - Porto: Porto Editora, 2005.

Diouron, Th. Le - *Infrastructure Management Database system*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

EC1-1.3 - *Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-3: Cargas de tráfego em pontes*. CEN, 2003.

EC1-1.5 - *Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-5: Acções gerais - Acções térmicas*. CEN, 2003.

EC2-2 - *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 2: Pontes de betão - Projecto e Regras detalhadas*. CEN, 2005.

EC2 - *Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN, 2004.

EC8-2 - *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas sismo-resistentes. Parte 2: Pontes.* CEN, 2003.

EP - *Inspecções Principais - Especificações Técnicas*. EP - Estradas de Portugal E.P.E., 2003.

Farrar, Charles R., et al. - *Nonlinear System Identification for Damage Detection*. Los Alamos National Laboratory, USA: 2007.

Félix, Carlos Manuel da Silva - *Monitorização e análise do comportamento de obras de arte*. Tese de Doutoramento; FEUP, Porto: 2004.

Ferreira, J.; Branco, F. A. - *The Importance of Bridge Load Tests*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Ferreira, Rui Miguel - *Avaliação dos Ensaios de Durabilidade do Betão*. Dissertação de Mestrado; EEUM, Guimarães: 2000.

Figueiras, Joaquim de Azevedo - *Dimensionamento de Estruturas de Betão Pré-Esforçado - Curso de Formação*. Porto: FEUP, 1993.

Figueiredo, Elói - *Ponte Nossa Senhora da Guia em Ponte de Lima - Testes Dinâmicos de Identificação Modal*. LABEST, FEUP, Porto: 2007.

Figueiredo, Elói João Faria - *Monitorização e avaliação do comportamento de obras de arte*. Dissertação de Mestrado; FEUP, Porto: 2006.

Furuta, H.; Kameda, T.; Frangopol, Dan M. - *Optimal maintenance planning of bridge structures based on lifecycle cost and asset management*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Garavaglia, Elsa; Biondini, Fabio; Bontempi, Franco - *Markovian Modeling of the Time-Variant Deterioration Process of Concrete Structures*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Gurenich, D.; Robert, W. - *Correlation between reduction in load capacity and structural condition of highway bridges*. In: IABMAS 2006, Porto, Portugal, 2006,

Haha, M. Ben, et al. - Relation of expansion due to alkali silica reaction to the degree of reaction measured by SEM image analysis. *Cement and Concrete Research*. 37:8 (2007). p. 1206-1214.

Henriques, António Abel Ribeiro - *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Tese de Doutoramento; FEUP, Porto: 1998.

Hover, K. C. - Special problems in evaluating the safety of concrete bridges and concrete bridge components. *Construction and Building Materials*. 10:1 SPEC. ISS. (1996). p. 39-43.

Huet, B., et al. - Steel corrosion in concrete: Determinist modeling of cathodic reaction as a function of water saturation degree. *Corrosion Science*. 49:4 (2007). p. 1918-1932.

Hwang, E.-S.; Lee, J. J. - *Temperature Loads for Concrete Slab Bridges*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Ichikawa, Tsuneki; Miura, Masazumi - Modified model of alkali-silica reaction. *Cement and Concrete Research*. 37:9 (2007). p. 1291-1297.

Inaudi, D.; Grosso, A. Del - *European Perspective on Monitoring-Based Maintenance*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Iyoda, Takeshi; Kato, Yoshitaka; Uomoto, Taketo - *A Study of Making a Database For The Deteriorated Concrete Bridges*. In: The Second International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia, Tokyo, Japão, 2003,

Johansson, Ulrika - *Fatigue Tests and Analysis of Reinforced Concrete Bridge Deck Models*. Tese de Licenciatura (pré-doutoramento); KTH Civil and Architectural Engineering, Suécia: 2004.

Kamya, B. - *Bridge inspections, a case for trained bridge inspectors*. In: IABMAS 2006, Porto, Portugal, 2006,

Karl, John H - *An introduction to digital signal processing*. 3rd ed. San Diego, CA: Academic Press, 1989.

Ketchum, Mark - *Bridge Collapse Page*. Consultado em 2007/09/01: http://www.ketchum.org/bridgecollapse.html, 2005.

Kirchheim, Ana Paula, et al. - Proposta de modelagem da carbonatação de concretos de cimento portland branco. *Ambiente Construído*. v. 3, n. 3, p. 95-109, jul./set. 2003.:(2003). p. 95-109.

Kyle, B.R.; Lounis, Z.; Vanier, D.J. - *Multi-Objective Optimisation of Asset Maintenance Management*. In: The Ninth International Conference on Computing in Civil and Building Engineering, Taipei, Taiwan, 2002,

LABEST - *Laje Superior do Tabuleiro da Ponte de Nossa Senhora da Guia - Ensaios de Tracção directa – Pull Off*. LABEST, FEUP, Porto: 2003.

Lee, Seung Tae, et al. - Effect of limestone filler on the deterioration of mortars and pastes exposed to sulfate solutions at ambient temperature. *Cement and Concrete Research*. In Press, Corrected Proof:(2007). p.

Maintenance et réparation des ponts. - Jean-Armand Calgaro, Roger Lacroix; Presses de l' École Nationale des Ponts et Chaussées; Paris, 1997.

Manual of Bridge Inspection. - Ohio Department of Transportation, USA,, 2006.

Markeset, Gro; Hillerborg, Arne - Softening of concrete in compression - Localization and size effects. *Cement and Concrete Research*. 25:4 (1995). p. 702-708.

Mendonça, Tiago P. - *Segundo município do país a instalar sistema de controlo do estado das pontes* Portugal Centro, Consultado em 2007/12/05: http://www.portugalcentro.pt/noticiasmultimedia/ver_noticia.php?id=8010, 2007.

Mendonça, Tiago P., et al. - *Bridge management system – GOA*. In: IABMAS 2006, Porto, Portugal, 2006,

Miyamoto, A. - *Development of an integrated life-cycle management system for bridge structures*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Monteiro, Luís Filipe das Neves Duarte Mendes - *Reforço de Estruturas de Betão Armado - Modelos de Dimensionamento e Verificação da Segurança*. Dissertação de Mestrado; IST, Lisboa: 1999.

Neves, José M. C.; Correia, A. Gomes - Caracterização da Rigidez de Misturas Betuminosas em Ensaios de Tracção Indirecta por Compressão Diametral de Provetes Cilíndricos. *"Engenharia Civil", Universidade do Minho*. 26 (2006):(2006). p. 61-74.

Neville, A M - *Properties of concrete*. 4th ed. Harlow: Addinson Wesley Longman, 1995.

Nowak, Andrzej S.; Thoft-Christensen, Palle - International Contribution to the Highways Agency's Bridge Related Research. *Structural Reliability Theory, Aalborg Universitet (AAU), Dinamarca*. (2000). p.

OZ - *Ensaios não destrutivos ou pouco intrusivos realizados no tabuleiro da Ponte da Senhora da Guia, em Ponte de Lima, Relatório nº220/00*. Trabalho realizado para a STAP, Lisboa, 1998: 1998.

Pade, Claus; Guimaraes, Maria - The CO_2 uptake of concrete in a 100 year perspective. *Cement and Concrete Research*. 37:9 (2007). p. 1348-1356.

Padrao, José Avelino Loureiro Moreira - *Técnicas de Inspecção e Diagnóstico em Estruturas*. Dissertação de Mestrado; FEUP, Porto: 2004.

PCA, Portland Cement Associaton - *Alkali-Aggregate Reaction* Consultado em 2007/09/05: http://www.cement.org/tech/cct_dur_AAR.asp, 2007.

Pereira, Lúcia de Fátima Lacerda da Costa - *Determinação de cloretos em concreto de cimentos Portland: influência do tipo de cimento*. Dissertação de Mestrado; EPUSP, São Paulo, Brasil: , 2001.

Phares, B. M., et al. - Routine highway bridge inspection condition documentation accuracy and reliability. *Journal of Bridge Engineering*. 9:4 (2004). p. 403-413.

Pimentel, M.; Figueiras, J.; Bruhwiler, E. - *Numerical Modelling of Prestressed Beams for Structural Examination of Existing Bridges*. In: CMNE/CILAMCE 2007, Porto, Portugal, 2007a,

Pimentel, Mário Jorge de Seixas - *Modelação e análise de estruturas laminares de betão possibilidades e desafios*. Dissertação de Mestrado; FEUP, Porto: 2004.

Pimentel, Mário; Santos, José; Figueiras, Joaquim - *Inspecção, Ensaio de Carga e Modelação do Comportamento da Ponte N. S. Guia em Ponte de Lima - Parte 3: Modelação e Análise da Segurança Estrutural*. LABEST, FEUP, Porto: 2007b.

Plos, M.; Gylltoft, K. - *Structural Assessment of a Prestressed Box Girder Concrete Bridge, using Non-linear Finite Element Analysis*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Radomski, W. - *Old existing bridges – to rehabilitate or to replace them ?* In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Rosas, Cátia - *Sismos e Maremotos: Alguns Conceitos*. Consultado em 2007/09/03: http://www.confagri.pt/Ambiente/AreasTematicas/DomTransversais/Documentos/doc50.htm, 2005.

RSA - *Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes*. Porto: Edições Lopes da Silva, 1983.

RSEP - *Regulamento de solicitações em edifícios e pontes aprovado pelo decreto nº 44 041, de 18 de novembro de 1961, publicado no Diário do Governo nº 268, I série, da mesma data*. Porto: Livraria Lopes da Silva, 1963.

Santareno, Helena - *As casas morrem de pé* Diário de Notícias - Suplemento Negócios, Consultado em 2007/09/12: http://dn.sapo.pt/2005/09/05/suplemento_negocios/as_casas_morrem_pe.html, 2005.

Santos, José, et al. - *Inspecção, Ensaio de Carga e Modelação do Comportamento da Ponte N. S. Guia em Ponte de Lima - Parte 2: Ensaio de Carga*. LABEST, FEUP, Porto: 2007a.

Santos, José; Figueiras, Helena; Figueiras, Joaquim - *Inspecção, Ensaio de Carga e Modelação do Comportamento da Ponte N. S. Guia em Ponte de Lima - Parte 1: Relatório da Inspecção*. LABEST, FEUP, Porto: 2007b.

Santos, Luís Miguel Pina de Oliveira - *Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão*. Tese de Doutoramento; LNEC, Lisboa: 2002.

Scheel, H.; Hillemeier, B. - Location of prestressing steel fractures in concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 15:3 (2003). p. 228-234.

Schläfli, Max; Brühwiler, Eugen - Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs. *Engineering Structures*. 20:11 (1998). p. 991-998.

Silva, Paulo Alexandre da Silveira Costeira Marques da - *Comportamento de Estruturas de Betão Reforçadas por Colagem Exterior de Sistema de CFRP*. Tese de Doutoramento; FEUP, Porto: 2006.

Silveira, António Paulo Campos da - *A influência das acções térmicas no comportamento de pontes de betão armado pré-esforçado*. Tese de Doutoramento; LNEC, Lisboa: 1996.

Sim, Jongsung; Oh, Hongseob - Structural behavior of strengthened bridge deck specimens under fatigue loading. *Engineering Structures*. 26:14 (2004). p. 2219-2230.

Stewart, Mark G. - Reliability-based assessment of ageing bridges using risk ranking and life cycle cost decision analyses. *Reliability Engineering & System Safety*. 74:3 (2001). p. 263-273.

Stewart, Mark G.; Rosowsky, David V.; Val, Dimitri V. - Reliability-based bridge assessment using risk-ranking decision analysis. *Structural Safety*. 23:4 (2001). p. 397-405.

Sundquist, H.; James, G. - *Monitoring of shear cracks and the assessment of strengthening on two newly-built light-rail bridges in Stockholm*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Suntharavadivel, T. G.; Aravinthan, T. - *Effect of Existing Cracks in Concrete Bridge Members Strengthened by External Post-tensioning*. In: 2nd fib Congress, Naples, Italy, 2006,

Tao, Zongwei; Corotis, Ross B.; Ellis, J. Hugh - Reliability-based bridge design and life cycle management with Markov decision processes. *Structural Safety*. 16:1-2 (1994). p. 111-132.

Thoft-Christensen, Palle - *A simplified preventive maintenance strategy for concrete bridges*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Vanier, Dana, et al. - *Decision Models to Prioritize Maintenance and Renewal Alternatives*. In: 11th International Conference on Computing and Decision Making in Civil and Building Engineering, Montréal, Canadá., 2006,

Vehovar, L.; Kuhar, V.; Vehovar, A. - Hydrogen-assisted stress-corrosion of prestressing wires in a motorway viaduct. *Engineering Failure Analysis*. 5:1 (1998). p. 21-27.

Vila Pouca, Nelson Saraiva - *Simulação numérica da resposta sísmica de elementos laminares em betão armado*. Tese de Doutoramento; FEUP, Porto: 2001.

Wiggenhauser, H., et al. - *Development and Application of Echo-Methods for NDE of Post Tensioned Concrete Bridges*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Witte, F. C.; Kikstra, W. P. - *DIANA User´s Manual - Material Library*. TNO Building and Construction Research, Delft, 2005.

Xiang, Tianyu; Tong, Yuqiang; Zhao, Renda - A general and versatile nonlinear analysis program for concrete bridge structure. *Advances in Engineering Software*. 36:10 (2005). p. 681-690.

Yamanaka, Y., et al. - *Calibration of safety factors for performance evaluation of deteriorating existing RC bridges*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,

Zanuy, Carlos; Fuente, Pablo de la; Albajar, Luis - Effect of fatigue degradation of the compression zone of concrete in reinforced concrete sections. *Engineering Structures*. In Press, Corrected Proof:(2007). p.

Zienkiewicz, O C - *The finite element method*. 3rd expanded and revised ed. London: McGraw Hill, 1977.

Zilch, K.; Penka, E.; Buba, R. - *Fatigue resistance evaluations for existing post-tensioned concrete bridges*. In: IABMAS 2004, Kyoto, Japão, 2004,