

## Comportamento diferido de uma ponte de betão em caixão com base nos resultados da monitorização

*Experimental and numerical long-term assessment of a concrete box girder bridge*

Helder Sousa (1); João Bento (2); Joaquim Figueiras (3)

(1) Doutor em Engenharia Civil, FEUP-LABEST – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, Portugal

(2) Professor Catedrático, IST-UTL – Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura

(3) Professor Catedrático, FEUP-LABEST – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, Portugal

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; Departamento de Engenharia Civil; Secção de Estruturas; Rua Dr. Roberto Frias, s/n; 4200-465 Porto PORTUGAL

### Resumo

A Ponte da Lezíria sobre o Rio Tejo em Portugal é uma estrutura de betão armado pré-esforçado com 970 m de comprimento, recentemente construída em Portugal e que possui um sistema de monitorização permanente dedicado à vigilância da estrutura. A instalação deste sistema foi realizado desde o início da construção, facto o qual permitiu observar o comportamento real desta estrutura desde idades jovens do betão. Tendo em conta a vigilância da estrutura e a validação das medições obtidas pelo sistema de monitorização, um modelo de Elementos Finitos foi desenvolvido para avaliar e prever o comportamento da ponte.

Deste modo, o presente trabalho foca a modelação numérica da ponte da Lezíria e a confrontação dos resultados obtidos com os valores medidos pelos sensores. Desses resultados, os mais relevantes são aqui apresentados com uma discussão das diferenças obtidas. Destaca-se particularmente neste trabalho o efeito da correcta quantificação da retração e fluência do betão. Para além de serem apresentados resultados obtidos com base nas especificações dos regulamentos europeus, resultados obtidos com base em medições em prismas de retração e fluência do betão aplicado em obra são também referidos.

*Palavra-Chave: Monitorização Estrutural, retração, fluência, modelos de elementos finitos, previsão*

### Abstract

The new bridge over the River Tagus in Portugal, Lezíria Bridge, which comprehends a 970 m long prestressed concrete bridge, is equipped with a long-term monitoring system devoted to support the bridge management. This system was installed during the construction, which allowed the observation of the real behaviour of the structure since early ages. Regarding the bridge management as well as the monitoring data validation, a Finite Element Model was implemented to evaluate and predict the bridge behaviour.

Therefore, the modelling of Lezíria Bridge and the collected results are herein focussed. From the gathered results, the most relevant are presented, compared, and discussed with the ones obtained by the sensors. The correct evaluation of shrinkage and creep of concrete is highlighted. The results based on the European standard guidelines as well as the ones obtained based on shrinkage and creep prisms are confronted.

*Keywords: Structural Monitoring, shrinkage, creep, finite element modelling, prediction*

## 1 Introdução

O estudo a longo prazo de infra-estruturas civis de grandes dimensões, como por exemplo pontes, é uma tarefa complexa e muitas das vezes morosa. Modelos de Elementos Finitos são, hoje em dia, uma das formas mais robustas e fiáveis que suportam a análise e interpretação do comportamento estrutural. Ainda que o comportamento a curto prazo, como por exemplo ensaios de carga, possa ser interpretado com precisão por este tipo de modelos, previsões a longo prazo continuam a ser uma difícil tarefa. A precisão do levantamento geométrico, as propriedades efectivas dos materiais, as condições ambientais, as características do processo construtivo adoptado e a efectiva cronologia dos acontecimentos, são aspectos fundamentais para se obterem previsões fiáveis e consequentemente reduzir potenciais desvios.

Vários estudos demonstram, que em estruturas de betão pré-esforçado, as previsões numéricas a longo prazo diferem significativamente da resposta observada, principalmente devido à avaliação que é feita das deformações por retração e fluência em fase de projecto. Além dos efeitos reológicos do betão, a variabilidade relativa às condições ambientais, nomeadamente a humidade relativa e a temperatura do ar, são também aspectos importantes para uma avaliação mais precisa da resposta estrutural a longo prazo.

A Ponte da Lezíria, uma estrutura de betão armado pré-esforçado com 970 m de comprimento recentemente construída em Portugal, possui um sistema de monitorização permanente dedicado à vigilância da ponte como referido por Sousa, H. *et al.* (2011). Este sistema foi instalado desde o início da construção, facto o qual permitiu observar o comportamento real desta estrutura desde o início da vida da estrutura. Tendo em conta a vigilância da estrutura e a validação das medições obtidas pelo sistema de monitorização, um modelo de Elementos Finitos foi desenvolvido para avaliar e prever o comportamento da ponte.

Neste contexto, este trabalho centra-se na modelação numérica da ponte da Lezíria e os resultados obtidos. Desses resultados, os mais relevantes são aqui apresentados, com uma confrontação e discussão com os valores medidos pelos sensores. Destaca-se neste trabalho o efeito da correcta quantificação da retração e fluência do betão. Para além da apresentação de previsões com base nas especificações dos regulamentos europeus, nomeadamente pelo Standardization European Committee (2004), são também apresentados resultados obtidos com base em medições em prismas de retração e fluência. Um conjunto de conclusões mais relevantes encerra este trabalho.

## 2 Case de estudo - Ponte da Lezíria

A travessia do Tejo no Carregado insere-se na A10 – Auto-estrada Bucelas/Carregado (A1) / IC3 (A13), com uma extensão total de 39.9 km, tendo como principal objectivo a materialização de uma envolvente exterior à Área Metropolitana de Lisboa, funcionando como uma alternativa à A1 – Auto-estrada do Norte, entre Alverca e Vila Franca de Xira, e realizando, ainda, a interligação entre as duas margens do Rio Tejo. Esta via desenvolve-se numa direcção Sudeste, ligando a A9 (CREL) à A1, no Carregado, e à A13 – Auto-estrada Almeirim/Marateca, através de um Nó de *alta-velocidade*, que permitirá que o tráfego proveniente do Norte e Oeste, bem como da área metropolitana de Lisboa, escoe

para o Alentejo/Algarve (via A2) e para Espanha (via A6), sem atravessar a capital. Além disso, esta nova travessia permitirá melhorar as acessibilidades entre as zonas de Vila Franca de Xira e de Samora Correia/Benavente, conduzindo conseqüentemente ao descongestionamento da actual EN10 e da EN118 entre Porto Alto e Benavente, de acordo com Oliveira, C. B. d. (2006).

## 2.1 A estrutura

A Ponte propriamente dita é uma estrutura constituída por 8 vãos que perfazem 970 m, e 7 pilares assentes em maciços de encabeçamento de estacas sobre o leito do rio. Os vãos correntes possuem um comprimento de 130 m e os 2 vãos extremos possuem um comprimento de 95 m. Existem dois vãos que diferem do vão corrente em 3 m devido a uma alteração de projecto num pilar da ponte, conduzindo deste modo a dois vãos de 127 m e 133 m de comprimento. Em termos de solução estrutural, o núcleo do tabuleiro da ponte materializa-se por uma viga-caixão de inércia variável, com uma largura de cerca de 10.0 m e altura variável entre 4.0 m e 8.0 m. A construção do tabuleiro foi feita com recurso ao método de *carros de avanço*. Adicionalmente, existem consolas laterais que foram betonadas posteriormente ao caixão, apoiadas neste e em escoras metálicas. O tabuleiro é suportado por pilares assentes sobre maciços de encabeçamento de estacas (8 na generalidade e 10 nos dois maciços que delimitam o canal de navegação).



Figura 1 – Ponte da Lezíria (fase de construção em Maio 2007).

## 2.2 O sistema de monitorização

A monitorização da Ponte da Lezíria consiste num sistema integrado e inovador, que integra toda a componente de equipamentos eléctricos/electrónicos, sensores, sistema de aquisição automática e tratamento/gestão de dados integrados numa rede de comunicação em fibra óptica de acesso remoto. Como reportado por Sousa, H. *et al.* (2011), este sistema disponibiliza, ao cliente final, um sistema orientado para a vigilância e prevenção da segurança estrutural e de durabilidade, fornecendo um conjunto de medidas das diversas grandezas em observação, com registos contínuos e simultâneos. Do grupo de sensores instalados, 80% são medições de grandezas estáticas. Por este facto, o sistema de monitorização possui uma grande apetência para o acompanhamento do comportamento estrutural a longo prazo, através do registo de parâmetros como extensão, rotação, deslocamento, corrosão, infra escavação, e parâmetros ambientais.

Todo o sistema sensorial anteriormente descrito é acedido remotamente a partir da Central de Operações, localizada na BRISA, por intermédio de um sistema de comunicação e um sistema de processamento e gestão de dados especificamente desenvolvido para o efeito.

Os referidos sensores e sistemas de aquisição são distribuídos de um modo agrupado. Cada zona monitorizada consiste numa série de secções instrumentadas, existindo numa dessas secções um Posto de Observação (PO) que possui um ou mais tipos de sistemas de aquisição. Em cada secção, são instalados sensores para medir os parâmetros pretendidos, os quais se agrupam em dois grupos: (i) sensores embebidos no betão e (ii) sensores instalados exteriormente ao betão. A ligação dos sensores aos sistemas de aquisição, localizados no PO, é realizada por intermédio de cablagens, sendo as ligações efectuadas em Caixas de Junção e Caixas Concentradoras de Sinal. A Figura 2 ilustra alguns dos equipamentos e acessórios do sistema de monitorização instalado na Ponte da Lezíria.



a) sensor embebido no betão



b) sensor exterior



c) caminho de cabos



d) posto de observação central

Figura 2 – Sistema de monitorização instalado na Ponte da Lezíria.

## 2.3 Modelo de Elementos Finitos

### 2.3.1 Aspectos gerais

A implementação do modelo numérico foi realizada com o recurso ao software de elementos finitos DIANA, Manie, J. (2008). Elementos de viga de três nós com comprimentos entre 1 m e 2 m são utilizados para definir os elementos estruturais de betão. No que diz respeito as armaduras, tanto no que diz respeito as armaduras ordinárias como os cabos de pré-esforço, elementos de reforço compatibilizados com os elementos de viga foram utilizados. Deste modo, a compatibilização do campo de deslocamentos dos elementos de betão e dos elementos de reforço é garantido e consequentemente, as perdas de pré-esforço devido à deformação de betão são automaticamente contabilizadas. A interacção do solo de fundação com as estacas foi também modelada.

Para simular correctamente a história da ponte, 105 fases foram consideradas na análise diferida. Na transição entre duas fases consecutivas, o modelo foi alterado através da inclusão de novos elementos e/ou modificação das condições fronteira da estrutura. A sequência adoptada na análise segue a cronologia efectivamente observada durante a construção e registada pela construtora TACE (2007).

No caso da implementação de modelos de elementos finitos de estruturas de grande escala, os erros são inevitáveis, nomeadamente relativos à entrada de dados. Com o intuito de minimizar potenciais erros durante o processo da implementação do modelo, ferramentas baseadas em CAD foram especificamente desenvolvidas de modo a permitir



um levantamento completo e detalhado das peças desenhadas de acordo com Sousa, H. e Figueiras, J. (2009a).

### 2.3.2 Modelação do betão

A caracterização do betão é um aspecto fundamental na análise do comportamento estrutural de pontes de betão armado. Mais importante se revela quando a análise do comportamento é efectuada a longo prazo. Tendo em conta este facto, as propriedades mecânicas do betão foram estimadas com base nos testes realizados durante a construção, nomeadamente em cubos de 15 cm e em medições efectuadas em prismas de betão para avaliar especificamente a evolução da retração e fluência do betão.

A caracterização da resistência à compressão do betão é um parâmetro fundamental para uma análise de longo prazo, pois com base neste parâmetro outros são estimados como por exemplo a evolução do módulo de elasticidade. Deste modo, a resistência à compressão do betão foi determinada com base nos testes de compressão realizados nos referidos cubos de 15 cm, através de um extenso levantamento dos ensaios realizados. Os resultados obtidos são detalhados por diferentes tipos de elementos estruturais nomeadamente, fundações, pilares e tabuleiro. Uma vez que não existem dados sobre ensaios em cilindros, e com base no Eurocódigo 2, Standardization European Committee (2004), foi considerado como valor final para a resistência do betão, um valor correspondente a 82 % do valor obtido com base nos ensaios nos cubos. Deste modo, a resistência à compressão do betão a uma determinada idade,  $f_{cm}(t)$ , foi calculada através da Equação 1 em que: (i)  $t$  representa a idade de betão em dias, (ii)  $s$  é um coeficiente relacionado com o endurecimento de cimento e caracteriza a evolução da resistência do betão, e (iii)  $f_{cm}$  é o valor médio da resistência à compressão do betão à idade de 28 dias. Refere-se que o parâmetro  $s$  foi determinado por um procedimento de ajuste de modo a minimizar o erro cometido entre os resultados experimentais obtidos (em diferentes idades) e os respectivos valores obtidos com a Equação (1).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad , \quad \beta_{cc}(t) = \exp \left[ s \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad \text{(Equação 1)}$$

No que diz respeito ao módulo de elasticidade do betão, o módulo de elasticidade tangente foi calculado com base na resistência à compressão do betão por intermédio da Equação (2) em que  $f_{cm,cyl}$  representa o valor médio da resistência à compressão do betão obtido em provetes cilíndricos com 28 dias de idade. Por outro lado, e de acordo com o Eurocódigo 2, a evolução do módulo de elasticidade do betão está relacionada com a variação da resistência à compressão de acordo com o expresso na Equação (3).

A Tabela 1 resume os valores médios obtidos para os parâmetros anteriormente referidos, detalhando os mesmos por tipo de elemento estrutural.

$$E_c = 1.05 \cdot 22000 \cdot \left( f_{cm,cyl} / 10 \right)^{0.3} \quad (E_c \text{ and } f_{cm,cyl} \text{ in MPa}) \quad \text{(Equação 2)}$$

$$E_c(t) = \beta_E(t) \cdot E_{c(28)} \quad , \quad \beta_E(t) = \exp \left[ \frac{s}{2} \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]^{0.5} \quad \text{(Equação 3)}$$

Tabela 1 – Propriedades mecânicas do betão aplicado na ponte da Lezíria (valores médios).

	$f_{cm}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)	$s$
Estacas	50.4	37.5	0.23
Pilares	56.6	38.8	0.25
Tabuleiro	55.5	38.6	0.26

Já no que diz respeito à retração do betão,  $\epsilon_{cs}$ , esta pode ser separada em duas componentes, que de acordo com o enunciado na Equação (4): (i) a retração de secagem,  $\epsilon_{cd}$ , e, (ii) a retração autogénea,  $\epsilon_{ca}$ . No que se refere à retração de secagem, esta desenvolve-se lentamente no tempo, uma vez que é condicionada pela migração de água através do betão endurecido, enquanto que a retração autogénea ocorre quase na sua totalidade durante a fase de cura do betão, de acordo com o reportado pelo Standardization European Committee (2004). Os modelos matemáticos propostos pelo Eurocódigo 2 para estas componentes da retração são apresentados nas Equações (5) e (6), respectivamente. Ambos os modelos são expressos através de um modelo multiplicativo com um coeficiente de nominal,  $\epsilon_{c\infty}$ , e um factor dependente do tempo,  $\beta_s(t)$ , onde  $t$  é o tempo (em dias) ocorrido desde o início da secagem do betão,  $t_s$ . Além disso, dois parâmetros adicionais foram introduzidos,  $k_{CS,0}$  e  $k_{CS,t}$ , na Equação (5), os quais permitem que o modelo matemático para a retração de secagem possa ser ajustado aos valores experimentais obtidos nos referidos prismas de betão, de acordo com Santos, L. (2002). Deste modo, as deformações devido à retração autogénea não foram consideradas no problema de ajuste, o que se justifica pelo facto desta deformação ocorrer praticamente na sua totalidade nos primeiros dias após a betonagem, como já referido. Ainda assim, a retração autógena não foi desprezada já que as medições efectuadas se iniciaram mesmo antes do início das betonagens. Em vez disso, o seu efeito foi removido a partir das medições subtraindo uma quantidade expressa pela Equação (6), seguindo-se depois o procedimento de ajuste do modelo da retração de secagem, e posteriormente a componente da retração autogénea foi reposta novamente. Os prismas de betão foram posicionados dentro e fora do caixão da ponte de modo a ter em conta a influência dos diferentes ambientes que envolvem as faces do caixão da ponte (ambiente interior e ambiente exterior). A influência de cada um dos ambientes nas deformações de retração é de difícil definição, como referido por Santos, T. (2007), no entanto, e por simplicidade, a contribuição de cada ambiente é tomada proporcional ao perímetro exposto da secção transversal. Ou seja, em média a deformação de retração do betão aplicado na construção do caixão da ponte é calculada com base em 30 % dos valores obtidos pelos prismas colocados no interior do caixão e 70 % nos valores obtidos nos prismas colocados exteriormente. Adicionalmente, e com base nos valores medidos, uma temperatura média de 18,8 °C e 16,1 °C, e uma humidade relativa de 51,8 % e 64,0 % foram considerados para os ambientes interior e exterior, respectivamente.

Pequenas diferenças são registadas entre as previsões dadas pelo modelo do Eurocódigo 2 e os valores medidos experimentalmente, nomeadamente na tendência a tempo infinito ( $k_{CS,0}$  próximo da unidade). Ainda assim, o valor médio obtido para o parâmetro de ajuste  $k_{CS,t}$  de 0.66 mostra que o modelo do Eurocódigo 2 se desvia mais nas primeiras semanas de vida do betão. O facto de betão ter sido bombeado e a utilização de aditivos e adjuvantes para controlar a presa do betão são alguns dos factores com directa influência na evolução da retração do betão em idades jovens.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad \text{(Equação 4)}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = k_{cs,0} \cdot \varepsilon_{cd,\infty} \cdot \beta_{ds}(t, t_s)^{k_{cs,t}} \quad \text{(Equação 5)}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca,\infty} \cdot \beta_{as}(t) \quad \text{(Equação 6)}$$

De acordo com o definido no Eurocódigo 2, a deformação por fluência do betão, num dado instante  $t$ , quando sujeito a uma tensão de compressão constante na idade  $t_0$  é expressa pela Equação (7), onde  $\varphi(t, t_0)$  representa o coeficiente de fluência e  $\varepsilon_c(t_0)$  refere-se à deformação instantânea ocorrida devido à aplicação da referida tensão de compressão. Adicionalmente, o Eurocódigo 2 define o coeficiente de fluência de acordo com a Equação (8) onde  $\varphi_0$  é o coeficiente nominal de fluência e  $\beta_c(t, t_0)$  é uma função que descreve a evolução da fluência no tempo após o carregamento à idade  $t_0$ . Em tudo semelhante ao efectuado para o caso de retração, dois parâmetros adicionais,  $k_{CC,0}$  e  $k_{CC,t}$  foram adicionados na Equação (8) de modo a que o modelo de fluência possa ser ajustado aos resultados experimentais obtidos nos prismas de fluência, método estudado por Santos, L. (2002) e também por Sousa, C. e Neves, A. (2009). Adicionalmente, a contribuição de cada ambiente que envolve o caixão da ponte (ambiente interior e exterior) é considerado proporcional ao perímetro exposto da secção transversal a ambos os ambientes. Ou seja, o mesmo procedimento adoptado para o caso da retração.

Os valores obtidos para os parâmetros de ajuste  $k_{cc,0}$  e  $k_{cc,t}$  de 0.64 e 0.80, respectivamente, revelam que o modelo do Eurocódigo 2 sobrestima as deformações de fluência do betão. Estas diferenças podem ser justificadas, à semelhança do referido para a retração, pelos aditivos e adjuvantes utilizados no betão.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_c(t_0) \quad \text{(Equação 7)}$$

$$\varphi(t, t_0) = k_{cc,0} \cdot \varphi_0 \cdot [\beta_c(t, t_0)]^{k_{cc,t}} \quad \text{(Equação 8)}$$

### 2.3.3 Aspectos complementares relevantes da modelação

Com base no plano de qualidade do construtor TACE (2007), informação complementar à caracterização do betão foi também considerada, nomeadamente: (i) módulo de elasticidade dos cabos de pré-esforço efectivamente aplicados na construção, (ii) caracterização da rigidez do solo e (iii) cargas aplicadas, nomeadamente as relativas às forças de pré-esforço e *carros de avanços*.

No que diz respeito ao módulo de elasticidade dos cabos de pré-esforço, foi adoptado um valor médio por cada grupo de cabos activados numa dada data. Um valor de 196.6 GPa

foi obtido como valor médio global, tendo sido identificados, como valores mínimo e máximo, 188.2 GPa e 205.0 GPa, respectivamente. Estes valores satisfazem os limites definidos no Eurocódigo 2, Standardization European Committee (2004). Tendo em conta a baixa relaxação do aço utilizado e o uso de ductos metálicos flexíveis, foi adoptada a classe de relaxamento 2, um coeficiente K de 0.05 e um coeficiente de atrito  $\mu$  de 0.19.

A interacção entre as estacas e o solo de fundação foi modelado com molas elásticas com base no modelo de Winkler. A rigidez destas molas foi estimada com base nos ensaios geotécnicos efectuados pelo consórcio COBA-PC&A-CIVILSER-ARCADIS (2005).

No que diz respeito as cargas, esta foram as seguintes: (i) peso próprio do betão armado e pré-esforçado, com um valor de 25 kN/m<sup>3</sup>; (ii) peso próprio dos carrinhos de avanço, com valores entre 570 kN para 1127 kN, com base nas especificações do equipamento utilizados; (iii) forças aplicadas nos cabos de pré-esforço com base nos esticamentos medidos; (iv) restantes cargas permanentes devido ao piso betuminoso, vigas de bordadura, passeios e barreiras de segurança com um valor estimado de 93.7 kN/m; v) camiões totalmente carregado utilizados no teste de carga com peso médio de 32.2 toneladas (315.9 kN).

### 3 Resultados

#### 3.1 Identificação das zonas da estrutura para análise e aspectos gerais

A Figura 3 ilustra a zona da ponte e respectiva instrumentação relevante para o presente trabalho. Os sensores de cordas vibrantes utilizados para medir deformações do betão (CD) foram tipicamente instalados em secções a: (i) 11 m para além do eixo dos pilares e (ii) a meio vão. A Figura 4 detalha o posicionamento desses mesmos sensores ao longo de uma secção transversal. De uma forma sistemática, seis sensores de deformação foram instalados em cada secção, com excepção das secções P1 e P1P2 onde dois sensores foram adicionalmente instalados nas extremidades das consolas.

Todos os sensores de corda vibrante possuem um sensor de temperatura encapsulado, o qual foi utilizado para medir a temperatura de betão (TB), nomeadamente nos sensores instalados nas secções P1 e P1P2. Os valores de deformação registados pelos sensores foram devidamente corrigidos através da eliminação do efeito da deformação térmica livre tanto da corda vibrante do sensor como do betão. Para este efeito, um coeficiente de dilatação térmica de  $11 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$  foi fixado para o sensor de corda vibrante (fornecido pelo fabricante) e  $7,9 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$  no caso do betão empregue, experimentalmente avaliado por Sousa, H. e Figueiras, J. (2009b). Por norma, o procedimento de leitura iniciou-se sempre antes do inicio das respectivas betonagens, permitindo assim obter medições desde idades muito jovens do betão.



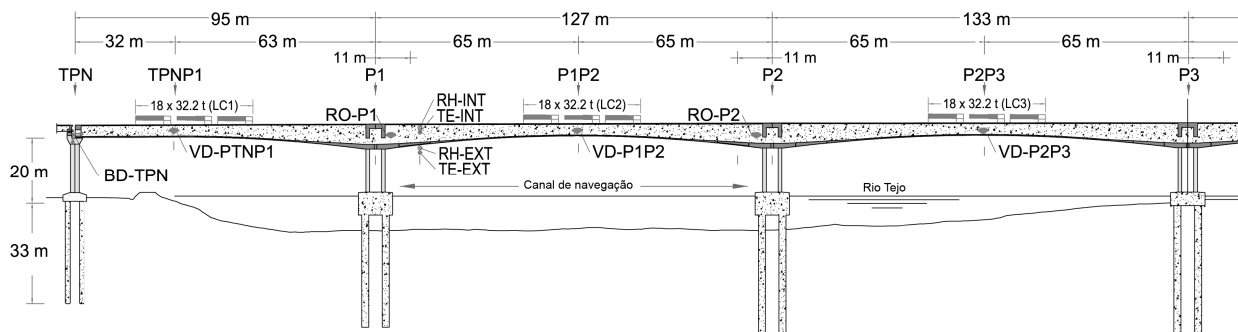


Figura 3 – Corte longitudinal da Ponte da Lezíria – identificação das secções instrumentadas.

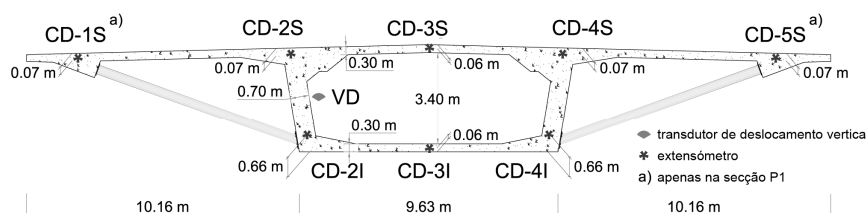


Figura 4 – Instrumentação típica de uma secção transversal da ponte da Lezíria.

Os deslocamentos dos aparelhos de apoio (BD) localizados nas extremidades do tabuleiro, bem como os deslocamentos verticais (VD) de todas as secções de meio-vão foram também medidos com sensores apropriados. Tendo em conta o ensaio de carga realizado no final da construção, destacam-se os oito casos de carga, LC1 a LC8, dos quais LC1 a LC3 são ilustrados na Figura 3. Estes casos de carga, constituídos por três alinhamentos de seis camiões, correspondem a configurações de carga que conduziram a deformações máximas nos oito vãos da ponte.

### 3.2 Deslocamentos verticais observados durante o ensaio de carga

A Figura 5-a apresenta os resultados experimentais e numéricos obtidos para os deslocamentos verticais de todas as secções de meio vão da ponte. Globalmente, os resultados apresentam uma boa concordância. Os erros obtidos variam entre - 4.1 % (secção P7PTS) e + 6.6 % (secção P6P7). Para além da boa conformidade, é de realçar a semelhança nas tendências, para as quais o deslocamento máximo ocorre na secção P6P7 (28.5 mm em correspondência com os 26.7 mm observados), e o mínimo para a secção PTNP1 (21.3 mm em correspondência com os 21.2 mm observados).

No que se refere as rotações, a Figura 5-b resume os resultados obtidos. Os erros cometidos são superiores aos obtidos para os deslocamentos verticais, com um valor máximo de + 9,4 % (secção P1) e + 10,9 % (secção P2). O facto de estas secções localizarem-se junto aos pilares, conduz a que para as configurações de carga de flecha máxima a meio vão, elevados esforços transversos ocorram nestas secções. Deste modo, a distorção da secção ocorre e erros adicionais devido a este efeito devem ser tidos em conta na análise dos resultados.

No que diz respeito às deformações do betão, estes exibiram uma concordância semelhante aos obtidos para os deslocamentos verticais e rotações.

Em resumo, os resultados aqui apresentados para o ensaio de carga permitem validar o modelo numérico desenvolvido, o qual representa adequadamente o comportamento estrutural efectivo da ponte durante o ensaio de carga.

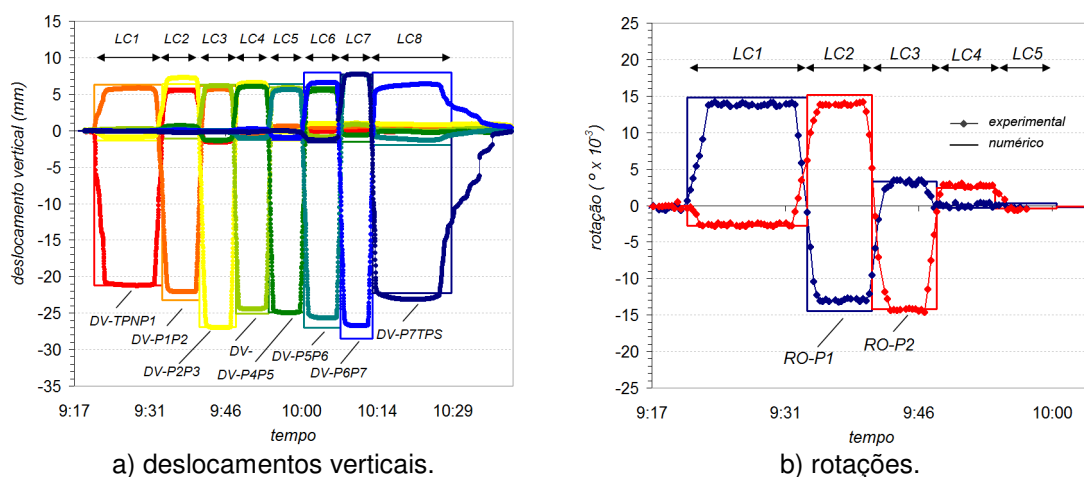


Figura 5 – Resultados para o ensaio de carga.

### 3.3 Deformações

#### 3.3.1 Construção

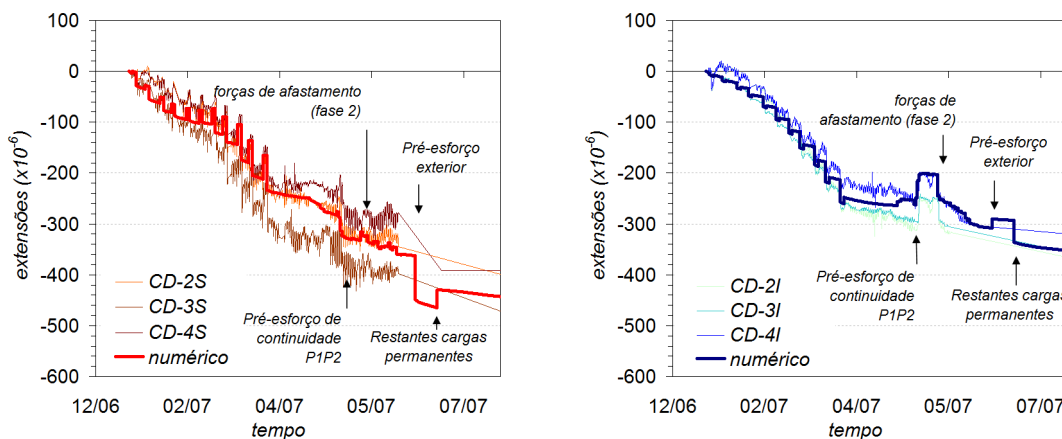
Tipicamente, a construção de uma aduela da ponte pelo método dos avanços sucessivos pode ser explicitada em três fases: (i) posicionamento do carrinho de avanços - fase 0, (ii) posicionamento de armaduras e betonagem - fase 1, (iii) tensionamento dos cabos de pré-esforço - fase 2, (iv) libertação e movimentação do *carro de avanços* para a aduela seguinte - fase 3.

A Figura 6 apresenta as deformações do betão (CD) medidas na secção P1, bem como os respectivos resultados obtidos com base no modelo numérico. Como se pode observar, os valores medidos são correctamente interpretados pelo modelo numérico.

No final da construção, o nível de deformação atingido no betão varia aproximadamente entre os  $400 \mu\epsilon$  a  $500 \mu\epsilon$  na camada superior, enquanto que na camada inferior varia entre os  $300 \mu\epsilon$  a  $400 \mu\epsilon$ . Estes valores revelam que a secção está praticamente uniformemente comprimida, o que só foi possível devido ao esquema de pré-esforço utilizado durante a construção que compensou o efeito, oposto, provocado pelo peso próprio da estrutura. Outro aspecto relevante observado nos valores medidos relaciona-se com as deformações mecânicas provocadas pela variação da temperatura. Este efeito é mais pronunciado na camada superior, justificado pela exposição directa ao sol desta camada, razão pela qual as amplitudes de temperatura mais elevadas ocorrem nesta camada. Este facto explica as diferentes amplitudes observadas nas medições dos sensores de deformação posicionados nas camadas inferior e superior.

Com base no modelo numérico, a tensão máxima de compressão no betão ocorre na camada superior com um valor de  $-11.1 \text{ MPa}$ . No entanto, este nível de tensão é perfeitamente aceitável já que se encontra abaixo do nível  $0,45 \cdot f_{ck}$  e, portanto, o limite de tensão para a fase de serviço, estipulado pelo Standardization European Committee (2004), não foi ultrapassado.

Salienta-se que resultados semelhantes são observados em outras secções onde foram medidas as deformações desde o início do processo construtivo do tabuleiro.



a) fibras superiores da secção P1.

b) fibras inferiores da secção P1.

Figura 6 – Deformações durante a construção.

### 3.3.2 Longo prazo

Expandindo a análise aos dados disponíveis até à data mais recente, a Figura 7 apresenta os resultados obtidos para as secções P1 e P1P2. Dois resultados numéricos são apresentados, nomeadamente: (i) com base nos modelos de retração e fluência do Eurocódigo 2, e (ii) com base nos mesmos modelos mas ajustados a medições experimentais realizadas nos prismas de retração e fluência (base dos resultados apresentados na Figura 6). A confrontação dos resultados mostra que uma ligeira sobrestimava é cometida utilizando os modelos do Eurocódigo 2 (sem ajustes), enquanto, se considerado os ajustes dos modelos aos resultados experimentais dos prismas uma melhor concordância é conseguida. Este facto é mais evidente para a secção de meio vão P1P2 (Figura 7-b e d). Esta melhoria de resultados pode ser explicada através dos seguintes aspectos: (i), embora o efeito do ajuste do modelo de retração seja relativamente reduzido ( $k_{CS,0}$  próximo da unidade), para o caso da fluência a influência do modelo ajustado é significativo, nomeadamente nos valores a tempo infinito ( $k_{CC,0} = 0.64$ ), (ii) a discretização da secção transversal em três zonas distintas (laje de fundo, alma e laje superior) permitiu ter em conta as diferentes evoluções da retração e fluência dentro da mesma secção. No entanto, se os resultados forem analisados numa tendência a longo prazo, ambas as previsões numéricas parecem vir a definir uma banda que delimitará as medições expectáveis obtidas pelos sensores.

Um outro aspecto relevante é a diminuição das amplitudes diárias das deformações medidas na camada superior, após o final da construção. A colocação do pavimento betuminoso no final da construção pode explicar esta mudança de padrão.

Alguns dos sensores instalados, nomeadamente na posição 3S, exibem um comportamento peculiar. O facto do posicionamento das barreiras de segurança ter sido feito exactamente sobre este alinhamento, conduziu a diferentes condições fronteira da superfície de betão do caixão da ponte. A betonagem na zona da posição 3S, realizada em segunda fase com a finalidade de preparar a superfície de topo para o assentamento das barreiras de segurança, levou a que deformações adicionais ocorressem no betão do

caixão da ponte próximo da superfície. Deste modo, é perfeitamente aceitável que ocorra um comportamento diferente para o sensor posicionado neste alinhamento como pode ser claramente comprovado na Figura 7-a para o caso da secção P1. Este comportamento é também observado em algumas das outras secções monitorizadas. Refere-se ainda que, devido à necessidade da regularização da superfície para o posicionamento das barreiras de segurança, alguns sensores nesta posição foram afectados e potencialmente danificados em algumas secções.

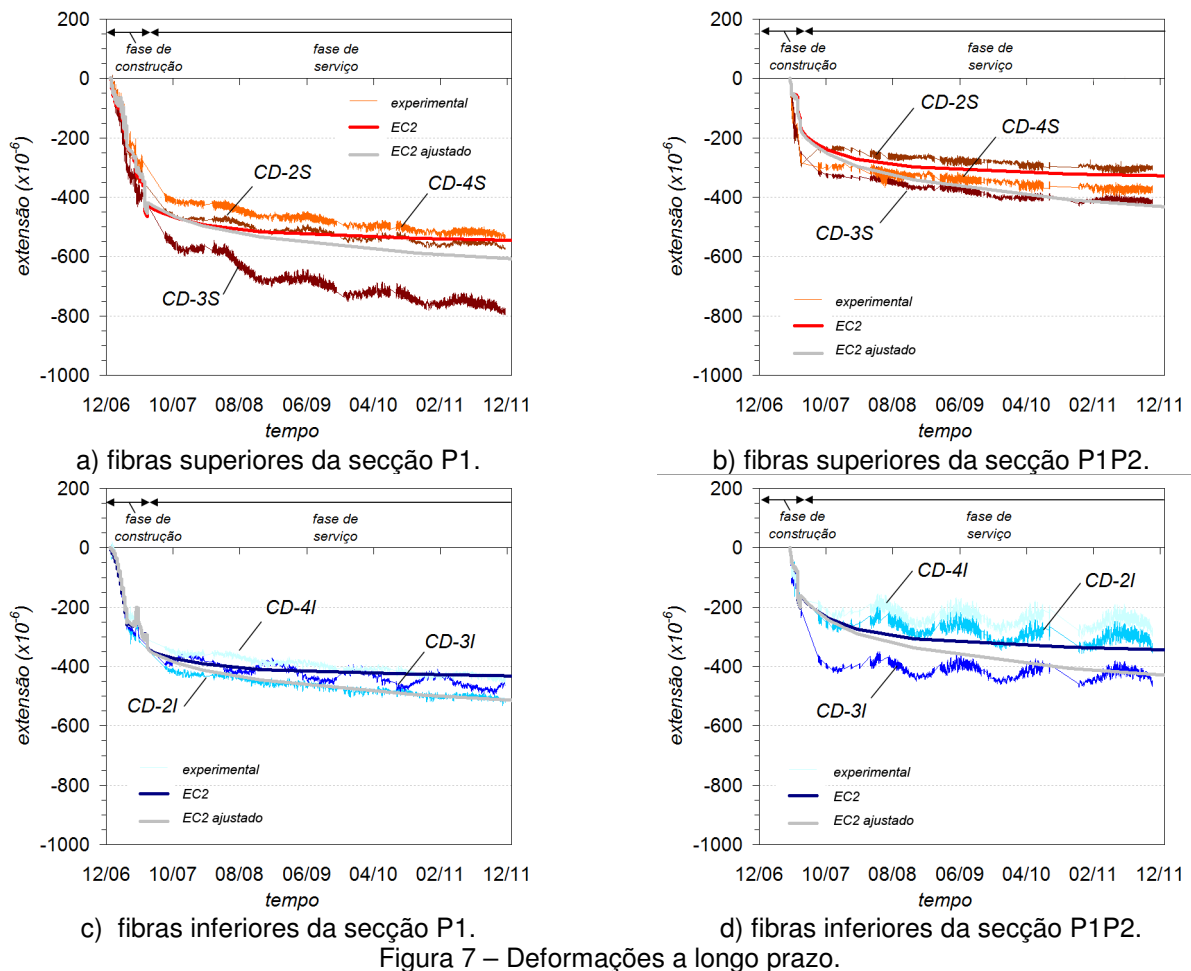


Figura 7 – Deformações a longo prazo.

O conhecimento da evolução deslocamentos dos aparelhos de apoio é uma informação de particular relevância para a efectiva validação do modelo. Ao contrário da deformação, que é muito sensível às condições locais onde a medição é feita, os deslocamentos reflectem o comportamento global da ponte. Além disso, esta informação é útil para avaliar o desempenho do modelo numérico a acções horizontais. A Figura 8 ilustra a evolução dos deslocamentos nos aparelhos de apoio na secção TPN (Figura 3) após o final da construção. Mais uma vez é confirmada a sobrestimava cometida com base nos modelos de retração e fluência do Eurocódigo 2. Enquanto os resultados obtidos com modelos ajustados conduz a uma melhoria significativa dos resultados. Neste caso, os desvios cometidos pelos modelos do Eurocódigo 2 são mais elevados quando comparados com os respectivos no caso das deformações do betão (Figura 7). Isto pode



ser explicado pela representatividade dos deslocamentos ocorridos nos aparelhos de apoio, que de certa forma, representa a integração das deformações ocorridas ao longo do comprimento da ponte.

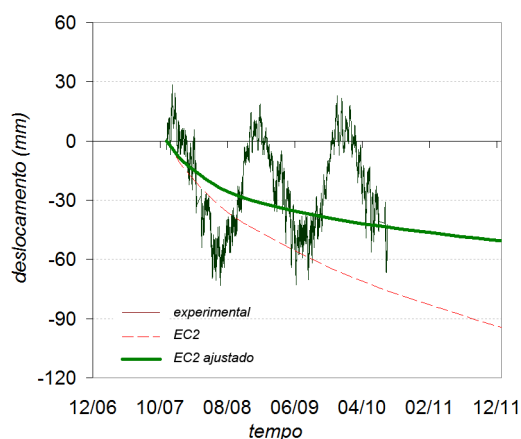


Figura 8 – Deslocamentos no aparelho de apoio TPN.

## 4 Conclusões

O trabalho aqui exposto comprova a possibilidade de obter previsões fiáveis do comportamento estrutural de pontes de grande escala, com base em modelos de elementos finitos tanto a curto como a longo prazo. O rigor do levantamento de toda a informação relevante para o comportamento estrutural revela-se fundamental. No entanto deve-se ter em conta que muita dessa informação não está disponível em fase de projecto. Deste modo, justifica-se o desenvolvimento de modelos numéricos específicos para o acompanhamento do comportamento efectivo da estrutura a longo prazo e apoio à manutenção da estrutura. De toda a informação considerada para a análise numérica, destaca-se as medições obtidas em prismas de betão para aferir com mais rigor as deformações de retração e fluência do betão. Estes dados tem o benefício adicional de poderem ser periodicamente utilizados para actualizações futuras do modelo numérico. Os resultados apresentados demonstram boa conformidade, o que significa que a implementação de um modelo numérico que interprete adequadamente o comportamento saudável da ponte da Lezíria foi conseguida.

Detalhando os resultados obtidos, e no que diz respeito aos deslocamentos verticais obtidos durante o ensaio de carga, os resultados apresentam erros inferiores a 6.6 %. O modelo numérico simula adequadamente o comportamento ponte durante o ensaio de carga e portanto, a confiança necessária é obtida para análises subsequentes.

Já no que diz respeito dos resultados obtidos a longo prazo, o comportamento estrutural é satisfatoriamente interpretado pelo modelo numérico. Como seria de esperar, a análise efectuada com base nas medições dos prismas de retração e fluência conduzem a resultados mais próximos dos efectivamente medidos. Isto é particularmente visível para os deslocamentos de aparelhos de apoio. No entanto, alguns sensores apresentam medições que se desviam consideravelmente dos previstos pelo modelo numérico, nomeadamente sensores posicionados no alinhamento 3S. A betonagem efectuada, em segunda fase, para o posicionamento das barreiras de segurança parece ser a causa mais provável para este comportamento distinto.

Mesmo com todo o rigor tido em conta no desenvolvimento do modelo numérico, algumas diferenças são observadas entre as medições dos sensores e os respectivos valores provenientes do modelo numérico. Três aspectos devem ser referidos e que podem explicar essas diferenças: (i) a gama de valores da espessura equivalente dos elementos estruturais da ponte é consideravelmente superior à dos prismas utilizados para avaliar a retração e fluência do betão. Consequentemente, a opção de estimar a retração e fluência do betão aplicado na ponte com base na extrapolação dos resultados obtidos a partir dos prismas de retração está sujeita a erros; (ii) a influência das diferentes condições ambientais que circundam o tabuleiro (ambiente interior e exterior) é importante para a correcta definição da evolução das deformações ao longo do tempo. Ainda que a estratégia adoptada de considerar a contribuição de cada ambiente proporcional ao perímetro exposto a ambos os ambientes ter conduzido a resultados aceitáveis, uma análise mais profunda deste aspecto poderá melhorar a qualidade dos resultados obtidos; (iii) as diferentes espessuras da laje de fundo, alma e laje superior conduz inevitavelmente a diferentes evoluções das deformações do betão e portanto, a resposta a longo prazo da ponte é significativamente determinada por este aspecto. O procedimento simplificado de diferenciar a secção transversal do tabuleiro da ponte em três camadas diferentes e considerar para cada uma dessas zonas uma evolução diferente da retração e fluência conduz a bons resultados. Ainda assim, estudos mais pormenorizados sobre este aspecto devem ser desenvolvidos de modo a melhorar os resultados.

Concluindo, a qualidade dos resultados aqui apresentados bem como a análise e discussão feita permitem obter a confiança necessária para a efectiva utilização do modelo numérico apresentado na vigilância e manutenção da estrutura.

## Agradecimentos

O primeiro autor agradece o apoio da Fundação Português de Ciência e Tecnologia pela bolsa de doutoramento SFRH/BD/25339/2005, a qual foi fundamental para o desenvolvimento do seu programa de trabalhos de doutoramento. O apoio do consórcio construtor TACE, e a concessionária BRISA são também alvo de especiais agradecimentos.

## Referências

Sousa, H., Félix, C., Bento, J., Figueiras, J. Design and implementation of a monitoring system applied to a long-span prestressed concrete bridge. **Structural Concrete**. 2011;12:82-93.

Standardization European Committee. Eurocode 2 EN 1991-1-1 Design of concrete structures Part 1-1 General rules and rules for buildings. Brussels: CEN; 2004.

Oliveira, C.B.d. A Nova Travessia do Tejo do Carregado à Lezíria pela A10. INGENIUM. Portugal2006.

Manie, J. DIANA - Finite Element Analysis: User's Manual, release 9.3. Delft, The Netherlands: TNO DIANA BV; 2008.



Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto  
CBC2012  
Outubro / 2012



@ 2012 - IBRACON - ISSN 2175-8182

TACE. Construção da Travessia do Tejo no Carregado Sublanço A1/Benavente, da A10 Auto-Estrada Buce-las/Carregado/IC3: Plano de Qualidade. 2007.

Sousa, H., Figueiras, J. **Supporting tools for structural modelling. Internal report.** Porto: LABEST, Faculty of Engineering, University Porto; 2009a.

Santos, L.M.P.d.O. Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão [PhD thesis]. Lisboa: LNEC; 2002.

Santos, T.O. Retracção do betão em pontes observação e análise [PhD thesis]. Lisboa: LNEC; 2007.

Carlos Sousa, Neves, A. **DIANA user-supplied subroutine for concrete creep modelling.**: LABEST, Faculty of Engineering, University of Porto; 2009.

COBA-PC&A-CIVILSER-ARCADIS. Construção da Travessia do Tejo no Carregado Sublanço A1/Benavente, da A10 Auto-Estrada Bucelas/Carregado/IC3; Volume IV – Estudo Geológico e Geotécnico. Empreitada de Concepção, Projecto e Construção da Travessia do Tejo no Carregado2005.

Sousa, H., Figueiras, J. **Experimental evaluation of thermal compensation for vibrating wire strain gauges placed in concrete prisms.**: LABEST, Faculty of Engineering of the University of Porto; 2009b.