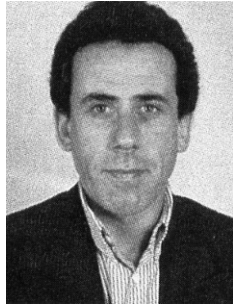


REABILITAÇÃO DO VIADUTO DE ALHANDRA NA A1



A. COSTA
Prof. Auxiliar
IST / ICIST
Engº Civil, A2P Consult
Lisboa



J. APPLETON
Prof. Catedrático
IST / ICIST
Engº Civil, A2P Consult
Lisboa

SUMÁRIO

O trabalho que se apresenta ilustra a inspeção e a reabilitação do viaduto de Alhandra na Auto-Estrada A1. A obra em causa apresentava uma deterioração significativa, nomeadamente ao nível do tabuleiro, envolvendo danos por corrosão de armaduras, infiltrações extensas, danos em cabos de pré-esforço e danos em apoios. Relativamente ao comportamento estrutural, o viaduto apresentava deficiências acentuadas quanto à resistência à acção sísmica.

1. INTRODUÇÃO

O Viaduto de Alhandra localiza-se na A1, tem um desenvolvimento total de 275.66 m e a sua construção foi finalizada em 1961. Longitudinalmente a estrutura compreende o Encontro Sul com 19.50m, 16 vãos (14.05 m + 14 x 15.00 m + 14.01 m) e o Encontro Norte com 18.10 m, Figura 1.

A plataforma do viaduto, com uma largura total de 26 m, é constituída por dois tabuleiros, cada um formado por uma laje contínua de 15 cm de espessura apoiada em 9 vigas pré-esforçadas (pré-fabricadas in-situ) com 1.00 m de altura e 0.18 m de largura de alma, afastadas 1.44 m ao eixo. Esta laje está ligada às vigas unicamente por pré-esforço transversal. Os tabuleiros estão ligados por uma laje do separador central, simplesmente apoiada, com um vão de 1.50 m e 0.12 m de espessura. As vigas longitudinais são interligadas por carlingas com 0.20 m x 1.00 m sobre os alinhamentos dos apoios, a meio vão e a quartos de vão. As carlingas estão ligadas às vigas unicamente por pré-esforço transversal. Cada tramo está simplesmente apoiado nas travessas dos pilares.

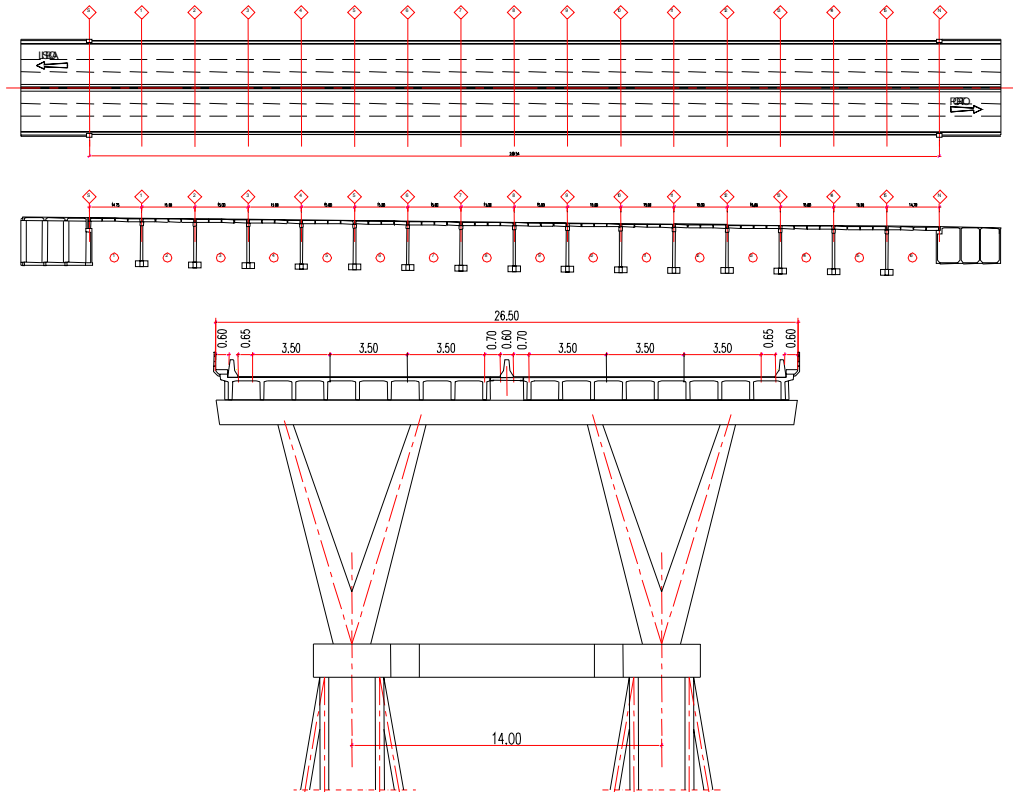


Figura 1: Planta, corte longitudinal e transversal do viaduto

Em cada alinhamento o tabuleiro apoia em 2 pilares com 11 m de altura e com a forma de Y encimados por uma travessa. Os pilares transmitem as acções ao terreno através de estacas \varnothing 0.60 m (6 por pilar).

Na direcção longitudinal os pilares são articulados na base, enquanto na direcção transversal os pilares são articulados no topo. Dado que o tabuleiro apoia nos pilares por meio de rótulas, a estrutura está fixa longitudinalmente apenas no encontro norte. Os encontros são do tipo cofre e integram uma grelha que constitui o prolongamento das vigas longitudinais do tabuleiro do viaduto, sendo as suas fundações constituídas por estacas \varnothing 0.50 m.

Em 1991 esta obra foi sujeita a uma intervenção associada ao aumento de 2 para 3 vias de circulação em cada sentido. Nesta intervenção, para além da correcção do perfil transversal, foi realizado o reforço com pré-esforço exterior das vigas laterais de cada tabuleiro e das carlingas. Foi também renivelado o tabuleiro através da introdução de apoios com altura variável compensando os elevados assentamentos de fundação ocorridos.

Refira-se que o problema dos assentamentos surgiram logo na altura da execução da obra e foram-se agravando ao longo do tempo.

O nivelamento do tabuleiro foi efectuado cortando os ferrolhos de ligação das carlingas às travessas e introduzindo simples maciços de betão e chapas de chumbo entre o tabuleiro e travessas do pilar. Os tramos apresentavam-se, assim, sem as necessárias ligações às travessas, tendo sido, também, eliminada a continuidade longitudinal do tabuleiro.

2. INSPECÇÃO E AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Com o objectivo de avaliar o nível e o significado da deterioração da obra foi realizada uma inspecção visual recorrendo a uma plataforma móvel e defenido um conjunto de ensaios envolvendo medições da espessura do recobrimento de armaduras, profundidade de carbonatação e resistividade do betão, abrangendo os diversos elementos estruturais da obra e as várias condições de exposição.

Dado que as bainhas dos cabos monocórdão apresentavam em diversas zonas deterioração significativa definiram-se ensaios para avaliar uma possível perda de capacidade resistente dos cordões de pré-esforço.

Apresenta-se seguidamente a síntese da inspecção realizada indicando-se os principais tipos de anomalias:

- Deterioração do betão armado por corrosão de armaduras (Figura 2): Esta anomalia afecta principalmente as vigas de bordo de cada meio tabuleiro, as vigas de bordadura dos passeios e as travessas dos pilares. As principais causas deste tipo de deterioração foram a carbonatação do betão associada ao pequeno recobrimento das armaduras e à exposição do betão a ciclos de molhagem e secagem.



Figura 2: Deterioração por corrosão de armaduras

- Infiltrações de água no tabuleiro (Figura 3): Esta anomalia ocorre essencialmente na zona da laje do separador central e nas juntas dos passeios, sendo a causa principal da deterioração dos perfis metálicos que apoiam a laje do separador central e da deterioração das travessas dos pilares e das vigas de bordo interiores de cada meio tabuleiro.



Figura 3: Infiltrações e deterioração do perfil de apoio da laje do separador central

- Deterioração das ancoragens do pré-esforço das carlingas (Figura 4): Esta deterioração foi originada pela deficiente protecção conferida pela argamassa de revestimento das ancoragens o que motivou o desenvolvimento da corrosão nas placas e nos fios de pré-esforço.



Figura 4: Deterioração das ancoragens dos cabos de pré-esforço das carlingas

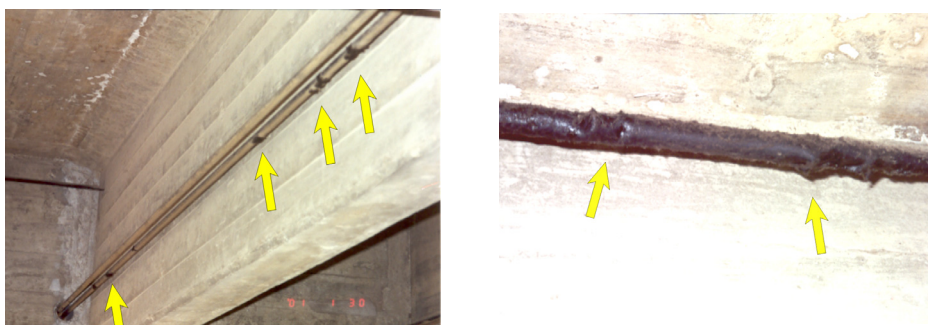


Figura 5: Rotura da bainha dos cabos monocordão

- Rotura da bainha dos cabos monocordão do pré-esforço exterior (figura 5): As deficiências observadas nas bainhas dos cabos monocordão do pré-esforço exterior poderão causar a

corrosão da armadura e conduzir à rotura dos cabos, dado a elevada sensibilidade deste tipo de aço à corrosão sob tensão.

- Outras anomalias (Figura 6): Danos nos blocos de betão dos aparelhos de apoio do tabuleiro; danos nas juntas de dilatação em elastómero betuminoso.



Figura 6: Danos no novo sistema de apoio do tabuleiro e na junta de dilatação

No que se refere aos ensaios efectuados, apresenta-se a seguir a síntese dos resultados obtidos:

Recobrimento da armadura

Em vigas:	1 a 34 mm	(80 leituras - relativas a armaduras da alma)
Em lajes:	9 a 32 mm	(32 leituras - média de 19.40 mm)
Em montantes:	14 a 48 mm	(135 leituras - média de 29.50 mm)
Em travessas:	11 a 33 mm	(22 leituras - média de 21.00 mm)

Carbonatação

Em vigas:	12 a 38 mm	(15 locais)
Em montantes:	15 a 30 mm	(6 locais)
Em travessas:	10 a 15 mm	(2 locais)

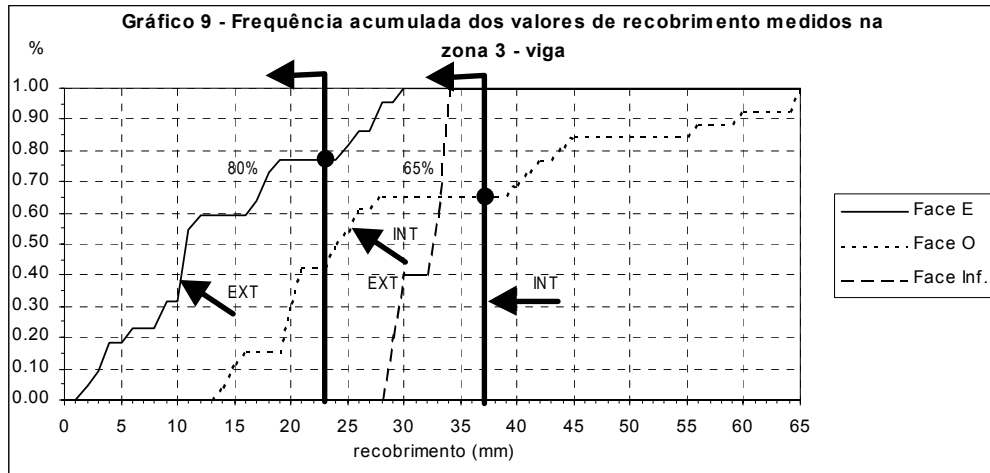
Resistividade do betão

Em vigas:	$R > 1\ 000\ k\Omega cm$	(2 locais)
Em travessas:	40 a 150 $k\Omega cm$	(5 locais)

Analisando os resultados obtidos relativos à carbonatação e aos recobrimentos foi possível constatar que uma percentagem significativa das armaduras estão despassivadas. Na Figura 7 apresenta-se esta análise para o caso de uma zona inspeccionada numa viga.

No gráfico estão representadas as frequências acumuladas dos recobrimentos das armaduras medidos nas faces laterais exterior e interior de uma viga de bordo e também na face inferior, apresentando-se ainda segmentos verticais que representam a profundidade de carbonatação nessas faces. Como se pode observar existe uma diferença significativa do recobrimento da armadura e da profundidade de carbonatação medidos nas duas faces laterais, situação observada frequentemente em obras deste tipo.

Figura 7: Análise comparativa de recobrimentos e profundidade de carbonatação numa viga



- Avaliação do comportamento da estrutura para a acção sísmica

Dado que à data da execução do projecto a regulamentação não incluía explicitamente a verificação da segurança das pontes e viadutos para a acção sísmica, a concepção da obra não teve em conta esta acção.

Analisando o comportamento da obra verifica-se que, no caso da acção sísmica actuar na direcção longitudinal, o tabuleiro está fixo no encontro norte através de 48 ferrolhos $\phi 32\text{mm}$ cuja capacidade resistente é insuficiente para absorver os efeitos desta acção.

O peso total da estrutura é igual a 77473kN. Para uma aceleração $a = 4\text{m/s}^2$ a força estática equivalente transferida para o encontro seria igual a 30989kN, enquanto a capacidade resistente dos ferrolhos é apenas de $48 \times 60\text{kN} = 2880\text{kN}$.

Verificou-se também que o encontro e a sua fundação não apresentam capacidade resistente para absorver os efeitos da acção sísmica regulamentar, pelo que se afigura uma situação crítica no caso da ocorrência de um sismo com intensidade significativa.

Na direcção transversal, a resistência à acção sísmica é conferida pelos pilares e travessas. A frequência própria da estrutura é igual a 2.6Hz e o coeficiente sísmico igual a 0.094. A capacidade resistente da estrutura é suficiente para garantir a segurança à acção sísmica regulamentar.

3. REPARAÇÃO

A inspecção realizada mostrou que o principal tipo de deterioração a que a obra está sujeita consiste na corrosão das armaduras por acção da carbonatação a qual foi potenciada pelos reduzidos recobrimentos dos varões e pela exposição dos elementos estruturais a ciclos de molhagem/secagem.

Para reabilitar a estrutura, diversas metodologias podem ser consideradas, envolvendo intervenções diferentes ao nível do mecanismo de corrosão das armaduras:

- Reparação das zonas com betão de recobrimento delaminado e substituição do betão carbonatado por um novo betão. Esta metodologia consiste na repassivação das armaduras, intervindo ao nível das zonas anódicas do mecanismo da corrosão.
- Reparação local das zonas deterioradas e aumento da alcalinidade da camada superficial de betão envolvente das armaduras. Esta metodologia consiste igualmente na repassivação das armaduras eliminando as zonas anódicas. A técnica mais eficiente para conseguir este objectivo consiste na realcalinização do betão por via electroquímica.
- Reparação local das zonas deterioradas e aplicação de um revestimento superficial com propriedades de barreiras adequadas relativamente à penetração de água e CO₂. O objectivo desta metodologia de intervenção consiste no controlo do teor de humidade na camada superficial do betão a níveis correspondentes a valores da resistividade elevados, para os quais a velocidade de corrosão é muito baixa. Esta técnica consiste em intervir no processo electrolítico do mecanismo da corrosão.

A cada uma das metodologias atrás referidas estão associados custos significativamente diferentes, embora cada metodologia ofereça diferentes níveis de garantia de qualidade. Para além destes aspectos existe a necessidade de analisar a adequabilidade das diversas soluções a cada caso particular.

Para a presente obra considerou-se que a terceira metodologia oferecia condições de sucesso aceitáveis, o que associado ao seu reduzido custo conduziu à sua implementação em obra.

4. REFORÇO

A concepção do reforço da obra para a acção sísmica teve como principal objectivo afectar o menos possível a estrutura existente e minimizar os trabalhos associados ao reforço. Refira-se que era necessário manter a obra em pleno funcionamento durante a intervenção a realizar.

Por forma a atingir os objectivos acima referidos concebeu-se uma metodologia para controlar a acção sísmica, a qual consistiu na introdução de dispositivos de amortecimento ligando a estrutura do tabuleiro a uma nova estrutura de suporte dado que as fundações dos encontros não apresentavam capacidade resistente para absorver a reacção dos amortecedores.

Para implementar esta metodologia foi necessário eliminar a ligação rígida entre o tabuleiro e o encontro norte, introduzir aparelhos de apoio móveis neste elemento estrutural e uma nova junta de dilatação. Foi também necessário projectar uma estrutura metálica e sua fundação para apoiar os amortecedores sísmicos.

A intervenção consistiu na introdução de 4 amortecedores viscosos ligando o tabuleiro à nova estrutura metálica a realizar junto ao encontro norte. A Figura 8 ilustra o modelo estrutural desenvolvido para avaliar o comportamento do tabuleiro, amortecedores e estrutura de suporte.

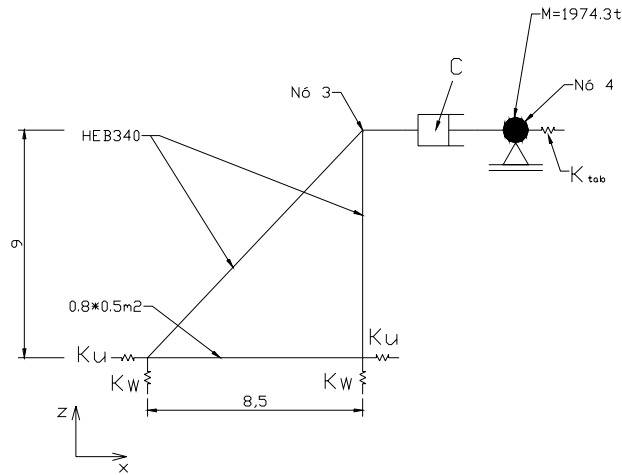


Figura 8: Modelo estrutural

Para cada um dos 4 amortecedores as características principais do modelo são as seguintes:

$$M = 1974.3 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$\text{Amortecedores: } F = C v^\alpha$$

$$\text{Rigidez da estrutura: } k_{\text{tab}} = 67000 \text{ kN/m a } 16750 \text{ kN/m}$$

Rigidez das fundações da estrutura de suporte:

$$K_u = 188000 \text{ kN/m (considerando a ligação às fundações do encontro)}$$

$$K_w = 324000 \text{ kN/m}$$

Foi efectuada uma análise não linear no tempo considerando um conjunto de 10 acelerogramas artificiais escolhidos por forma a simular a acção sísmica de projecto tal como definida no RSA. A selecção dos acelerogramas considerados válidos no que respeita à representatividade da acção sísmica foi efectuada de acordo com as regras indicadas no Eurocódigo 8.

Dada a relativa deformabilidade da estrutura de apoio dos amortecedores viscosos, realizou-se um estudo paramétrico para escolher os valores de C e α mais apropriados. Analisaram-se os valores de C entre 250 e 1500 $\text{kN}/(\text{s}/\text{m})^\alpha$ e α entre 0.1 e 0.3. Outro estudo paramétrico foi realizado variando a rigidez da estrutura do Viaduto uma vez que este parâmetro apresenta um certo grau de incerteza.

Da análise efectuada foram escolhidos os seguintes parâmetros para os amortecedores viscosos:

$$C = 1000 \text{ kN}/(\text{m}/\text{s})^{0.3}; \alpha = 0.3$$

Devido à flexibilidade da estrutura de suporte dos amortecedores valores de α mais reduzidos não se mostraram tão eficientes.