

Ponte da Varela – Alargamento, Reabilitação e Reforço da Obra de Arte

Júlio Appleton
A2P Consult

João Pavia Saraiva
A2P Consult

RESUMO: Neste artigo apresenta-se o Projecto de Reabilitação, Reforço e Alargamento do Tabuleiro da Ponte da Varela. Inclui-se neste artigo a descrição da fase prévia de inspecção e diagnóstico, as soluções de reparação e reforço estrutural para conferir à estrutura a resistência sísmica compatível com os regulamentos actuais e para suportar o alargamento do tabuleiro. A Ponte foi objecto de intervenção em 2009/2010 pela Obrecol.

1 DESCRIÇÃO DA OBRA

A Ponte da Varela sobre o Canal de Ovar na Ria de Aveiro localiza-se ao km 12+800 da EN 109-05, estabelecendo a ligação entre a Murtosa e a Torreira.



Figura 1 – Ponte da Varela, antes da intervenção

Esta ponte, realizada pela Novopca em 1964 e projectada em 1959, é constituída por 10 tramos simplesmente apoiados, cada um com 30.80m de vão, prefazendo um desenvolvimento total de 308m. Transversalmente o tabuleiro apresenta uma largura de 9.0m. A altura máxima da rasante, relativa ao encontro do lado direito é de 9.48m, correspondente a um gabarit fluvial de aproximadamente 14.90m. A estrutura é inteiramente constituída por betão armado e pré-esforçado.

A solução estrutural original da Ponte consistiu na utilização em cada vão de seis vigas em T com uma altura constante de 1.60 metros. O banzo superior corresponde à laje do tabuleiro. Trata-se de vigas pré-fabricadas, pós-tensionadas, apoiadas nos pilares por articulação com chapas de chumbo. A laje entre banzos das vigas tem uma espessura de 0.18 metros. A solidarização transversal do tabuleiro é conseguida com recurso aos troços de laje e carlingas, 6 por tramo, betonadas posteriormente e pós-tensionadas transversalmente (tanto a laje como as carlingas).

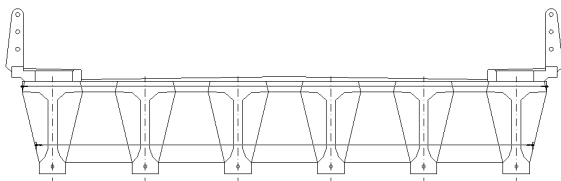


Figura 2 – Secção transversal no vão e vista inferior do tabuleiro

Os pilares, nove no total, são do tipo pilar lâmina (secção 1.50x9.70m). O tabuleiro foi fixado aos encontros. A ligação entre os pilares e o tabuleiro ou fundações do tipo rotulado é conseguida com recurso a ferrolhos de aço, com diâmetro 1" no caso da ligação aos encontros e fundações e ½" na ligação ao tabuleiro, protegidos por uma argamassa asfáltica. A meio da ponte o tabuleiro está separado por uma junta estrutural móvel. A metade do tabuleiro do lado de Ovar está apoiada em aparelhos móveis do tipo cilíndrico no pilar central. A outra metade da Ponte encontra-se fixada a todos os pilares, inclusivamente ao central onde está a junta. Existem juntas entre todos os tramos, que não foram materializadas por nenhum material ou dispositivo de junta no tabuleiro.

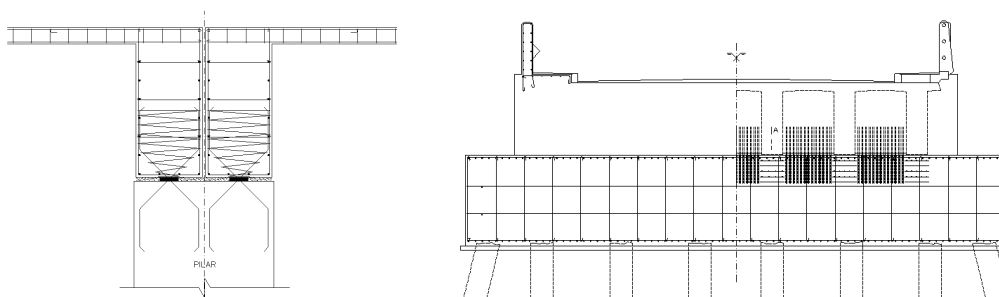


Figura 3 - Esquema da fixação com ferrolhos das vigas aos pilares e encontros, respectivamente

Do ponto de vista de comportamento estrutural, as vigas consideram-se simplesmente apoiadas em cada tramo e não existe nenhuma ligação destas entre vãos, encontrando-se, no entanto, ligadas aos pilares com recurso aos referidos ferrolhos. Os pilares, por seu turno, são do tipo pendular no sentido longitudinal da ponte, isto é, são rotulados no topo e na base. Para deslocamentos ou deformações horizontais, no sentido do seu eixo, o tabuleiro considera-se fixo apenas pelos encontros. Pelo contrário, no sentido transversal, considera-se um encastramento na ligação das vigas com os pilares e destes com as fundações, por efeito da resistência ao corte e à tracção dos ferrolhos em conjugação com a elevada dimensão da secção dos pilares neste sentido. Em suma, trata-se de uma ponte com tabuleiro isostático para cargas verticais e acções horizontais.

O dimensionamento sísmico no projecto original foi realizado segundo o método das forças estáticas equivalentes utilizando um coeficiente sísmico de 0,05.

2 SÍNTESE DA INSPECÇÃO

2.1 Anomalias

As vigas apresentavam sinais localizados e pouco expressivos de corrosão nas armaduras, com conseqüente delaminação do betão, em zonas de baixo recobrimento.



Figura 4 – Delaminação da face lateral de uma viga e corrosão de armaduras

As carlingas que se encontram sobre os apoios possuem maciços de amarração exteriores do pré-esforço transversal, que apresentavam graves problemas de deterioração do betão de protecção e corrosão do aço das ancoragens. É possível assumir que estes maciços tinham perdido parcial ou totalmente a função de amarração que desempenhavam inicialmente.

A existência de negativos na laje, realizados de forma deficiente, para colocação de tubos de drenagem de águas ou esticadores de cofragem, resultou em deteriorações localizadas com delaminações do betão e corrosão das armaduras.



Figura 5 – Deterioração dos aparelhos de apoio do pilar central e abertura da junta de dilatação

Os aparelhos de apoio móveis sobre o pilar central eram constituídos por um cilindro de aço entre duas chapas de aço (a chapa superior não estava ligada às vigas). Devido às contracções/dilatações do tabuleiro os aparelhos de apoio sofreram grandes deslocamentos já havendo esgotado o seu curso, o que resultou, nalguns deles, num movimento anormal da chapa superior, que nesse caso se encontrava numa posição oblíqua danificando a face inferior da viga.

Os aparelhos de apoio não se encontravam protegidos, razão pela qual a superfície exposta apresentava fortes sinais de corrosão.

Pontualmente detectou-se corrosão das armaduras e delaminação do betão nos pilares.

A junta entre o tabuleiro e o encontro não era estanque originando por isso escorrências de água. A junta de dilatação sobre o pilar central já havia esgotado totalmente a sua amplitude de movimento possível, com uma abertura significativa (aproximadamente 15 cm), devido ao livre deslocamento do tabuleiro do lado esquerdo e ao deslocamento do pilar central associado ao movimento do lado direito do tabuleiro. O aparelho de junta que a constituía encontrava-se totalmente deteriorado. No passeio não existia cobre juntas. As juntas entre tramos por não incluírem nenhum dispositivo de junta apresentavam fendilhação no pavimento, o que resultava na escorrência de água.

2.2 Ensaios Realizados

Dos ensaios realizados retiraram-se as seguintes conclusões:

- a) O betão da obra existente apresenta dois tipos distintos:
 - 1) Nas vigas pré-fabricadas o betão é de boa qualidade conforme se verifica nos ensaios de ultrasons e da resistência dos provetes obtidos dos carotes (41.5 MPa a 54.0 MPa).
 - 2) Nos pilares e carlingas o betão é de qualidade inferior conforme se verifica nos ensaios de ultrasons. Nas carotes observa-se uma heterogeneidade elevada (resistência nos carotes de 36.5 a 67 MPa).
- b) Os recobrimentos apresentam uma grande variação com valores de:
 - 1) Nas vigas pré-fabricadas os recobrimentos variam de 15 a 58 mm.
 - 2) Nos pilares e carlingas os recobrimentos apresentam ainda maior variação do que nas vigas, sendo os valores médios um pouco superiores ao das vigas.
- c) A carbonatação é em geral muito reduzida (em 15 ensaios apenas 3 conduziram a uma profundidade de carbonatação superior a 10 mm).
- d) A penetração de cloretos já é significativa em especial na camada superficial (até 15 mm), atingindo-se valores de 0,04% Cl⁻ em relação à massa de betão (da ordem do valor crítico) em 8 das 15 regiões analisadas. Na camada seguinte (15 a 30 mm) apenas em 2 regiões os valores ultrapassaram 0.025Cl⁻. Conclui-se destes sinais que a contaminação já era relevante mas ainda seria eficaz uma intervenção de protecção superficial que impeça ou diminua a sua progressão.
- e) As análises petográficas revelaram a existência de inertes reactivos e de geles e microfendilhação associada a essa reacção. No entanto, trata-se de uma manifestação pouco expressiva e que poderá estar associada a uma reduzida percentagem de inertes reactivos. Deste estudo concluiu-se também da necessidade de proteger superficialmente o betão da ponte.

3 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Enquadramento da análise realizada

A verificação da segurança foi realizada de acordo com a regulamentação portuguesa em vigor, RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Pontes, 1983, e REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1984.

A avaliação da segurança estrutural foi efectuada verificando-se Estados Limites Últimos, considerando como acção os esforços obtidos das combinações fundamentais tendo como base a sobrecarga distribuída e sobrecarga de faca, o veículo tipo, a frenagem e a acção sísmica. Também foram verificados Estados Limites de Utilização, para verificação da descompressão do betão pré-esforçado e efeito da temperatura.

No que se refere à consideração da acção sísmica importa referir que a estrutura em causa localiza-se na zona sísmica C (Aveiro) em solo do tipo 2 (solo coerente de consistência média), de acordo com a classificação do RSA. Segundo o REBAP, definiu-se um coeficiente de comportamento de 1,2 para esta Ponte, uma vez que a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida pelos encontros e não se detectam a adopção de disposições construtivas que permitam assumir um comportamento dúctil da estrutura.

Segurança aos Estados Limites Últimos

1. Comportamento da estrutura para cargas verticais

A análise do comportamento da estrutura sob a acção das cargas verticais, de acordo com a regulamentação actual, revelou que a obra não apresenta deficiências de capacidade resistente. Mais concretamente, a estrutura verifica a segurança, utilizando os coeficientes de segurança regulamentares, para a combinação fundamental de acções tendo como base a sobrecarga constituída por uma carga uniformemente distribuída ($q_1 = 4 \text{ kN/m}^2$) e uma carga transversal com distribuição linear e uniforme ($q_2 = 50 \text{ kN/m}$). Por outro lado, a estrutura não tem capacidade de garantir um coeficiente de segurança de 1.5 para a acção do veículo tipo. A deficiência surge em termos de momentos flectores a meio vão e é, para a situação mais desfavorável, de 16% relativamente à acção. Em relação a esforços transversos a estrutura verifica a segurança para ambos os casos citados. De referir que no projecto foi, de acordo com a regulamentação então em vigor, adoptado um veículo correspondente à classe B com um valor total de $\phi \times 3Q = 1.3 \times 3 \times 15 = 58.5 \text{ ton}$.

2. Comportamento da estrutura para acções horizontais

No que respeita à acção do sismo, a estrutura apresenta problemas de resistência relevantes, não oferecendo uma segurança adequada. De assinalar o facto do seu dimensionamento sísmico ter sido efectuado, a nível de anteprojecto, considerando um coeficiente sísmico de 0.05, quando se obteria, de acordo com a regulamentação actualmente em vigor (RSA), o valor 0.138 na direcção longitudinal e 0.164 na direcção transversal (valores já afectados do coeficiente de majoração da acção sísmica). Como se pode verificar, embora a Ponte se localize na zona sísmica C, esta acção tem um efeito especialmente gravoso, uma vez que o coeficiente de comportamento é bastante baixo e a estrutura é relativamente rígida.

Para resistir à acção sísmica as principais deficiências da estrutura são as seguintes:

- a) No sentido longitudinal o tabuleiro encontra-se fixo (apenas) pelos encontros e a transferência das forças horizontais depende da resistência dos ferrolhos na ligação. Por um lado, estes são em número insuficiente para suportar estas forças, por outro lado, devido à acção da água e da deterioração normal, estes poderão estar corroídos com potencial perda de secção.
- b) Os encontros não têm capacidade de suportar a acção longitudinal do sismo correspondente à actual regulamentação.

- c) Na direcção transversal, embora não se conheçam as armaduras dos pilares, é possível assumir que estes têm capacidade de suportar a acção do sismo devido à sua elevada dimensão nessa direcção. No entanto, a transferência de forças do tabuleiro para o pilar e deste para as fundações depende da eficácia do funcionamento dos ferrolhos.
- d) O tramo de tabuleiro que assenta na junta de dilatação não possuiu, nessa extremidade, qualquer restrição aos deslocamentos longitudinais, razão pela qual para acções sísmicas intensas poderá ocorrer o colapso desse tramo.

4 REABILITAÇÃO GERAL, ALARGAMENTO DO TABULEIRO E REFORÇO SÍSMICO

Para além da reabilitação geral da obra a intervenção realizada incluiu duas intervenções relevantes – o alargamento do tabuleiro e o reforço sísmico.

4.1 Alargamento do Tabuleiro

Pretendeu-se com a intervenção alargar o tabuleiro passando de um perfil de 3.0+3.0m para as vias, 0.5+0.5m para as bermas e 1.0+1.0m para passeios para um perfil de 3.5+3.5m para as vias, 1.5+1.5m para berma e 1.25+1.25m para passeios.

A solução adoptada para o alargamento consistiu na colocação de vigas pré-fabricadas, uma por vão de cada lado do tabuleiro, sobre consolas realizadas monoliticamente com os pilares. Os encontros foram também alargados para receber as novas vigas.

A utilização de vigas pré-fabricadas é vantajosa na medida em que se evita a utilização de cimbrês na execução do novo tabuleiro, o que seria bastante complexo uma vez que a obra se encontra sobre o rio. As vigas pré-fabricadas podem ser executadas em fábrica ou estaleiro junto à obra e transportadas até à Ponte onde são colocadas sobre apoios provisórios nas novas consolas.

As vigas mantiveram, sensivelmente, a configuração geométrica das vigas existentes. As vigas têm um sistema de pré-tensão constituído por monocordões rectos e pós-tensão constituído por cabos com troço parcialmente recto e parcialmente parabólico.

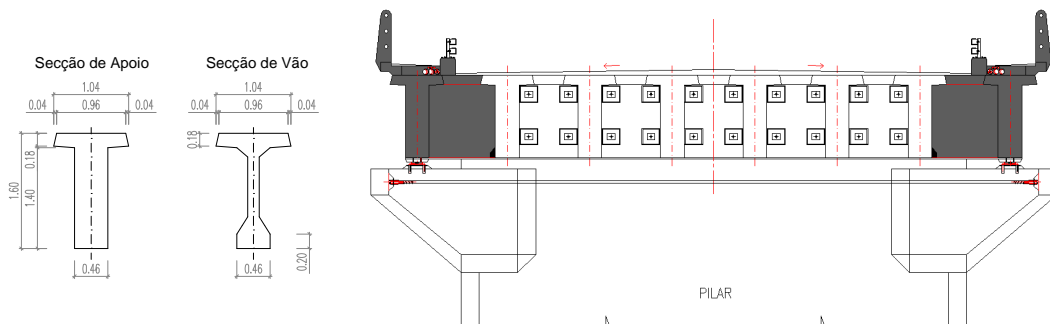


Figura 6 – Novas vigas e perfil transversal sobre o pilar após alargamento

As consolas de apoio das vigas nos pilares foram betonadas in situ e ligadas à estrutura existente por aderência criada por picagem, chumbadouros colocados em carotes e pré-esforço transversal colocado a todo o comprimento do pilar.

A ligação entre as vigas existentes e as novas vigas foi realizada através de um troço de laje betonado in situ com recurso a um cimbre móvel apoiado superiormente no eixo das vigas. A transferência de esforços ao nível da laje foi concretizada unicamente com recurso a armaduras passivas – armaduras de espera na viga nova sobrepostas com armaduras que envolvem a consola da viga existente em zonas previamente picadas para o efeito.

No vão das vigas, para dar continuidade à obra existente, colocaram-se carlingas metálicas cuja montagem e ligação é mais fácil do que com um solução em betão armado.

A ligação das carlingas dos apoios foi conseguida pela betonagem *in situ* de um troço de carlinga com largura superior ao existente. Nesta carlinga foram colocados dois cabos de pré-esforço, interiormente no troço novo e exteriormente na zona existente, para realizar a solidarização transversal no apoio e reforçar o pré-esforço existente.

O passeio foi totalmente reconstruído e os novos candeeiros fixados directamente no passeio.

Os encontros serão alargados em 1.0m para ambos os lados e fundados em novas estacas com diâmetro 0.60m, 3 para cada um dos lados de cada um dos encontros.

O alargamento realizado não requer reforço das fundações.

4.2 Reforço Sísmico

Conclui-se que o sistema estrutural original adoptado para a Ponte da Varela apresenta insuficiências do ponto de vista sísmico. Do ponto de vista longitudinal o aumento de carga e a correcta modelação do sistema de fundação da ponte resultam numa força horizontal absorvida nos encontros superior à força de projecto. A força média absorvida por encontro é de 6638kN ao que corresponde um coeficiente sísmico superior aos 0.05 considerados no anteprojecto.

Por esta razão adoptou-se a utilização de aparelhos de amortecimento sísmico nos encontros. Definiu-se, com base num estudo paramétrico e análise do comportamento no tempo, a utilização de 4 aparelhos por encontro. Para garantir o sucesso desta intervenção foi necessário selar a junta de dilatação central e criar uma junta de dilatação em cada um dos encontros com capacidade de acomodar os deslocamentos sísmicos.

Num dos encontros introduziu-se um sistema de fusível ficando a ponte fixada nesse encontro para as acções de serviço.

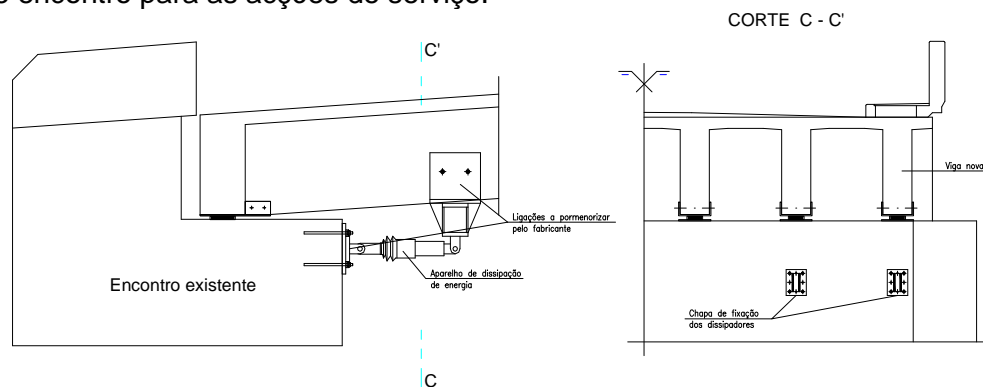


Figura 7 – Sistema de amortecimento sísmico

Na direcção transversal não se detectou a necessidade de proceder a nenhum tipo de intervenção pelas seguintes razões:

- Os deslocamentos detectados no tabuleiro não são muito elevados: 55.47 mm.
- O mecanismo de transferência de esforços entre elementos no sentido transversal não é solicitado para esforços de tracção: os ferrolhos de ligação do tabuleiro ao pilar e deste aos pegões não se encontram traccionados.
- O esforço de corte actuante na base do pilar é inferior ao resistente.

Para garantir a transferência dos esforços longitudinais para os encontros e um bom comportamento conjunto da estrutura da Ponte da Varela foi necessário introduzir um sistema que garanta a continuidade axial do tabuleiro.

Para tal definiu-se a colocação de barras de pré-esforço na zona das carlingas, ancoradas nas suas faces, com capacidade de absorver eventuais esforços de tracção sem permitir a abertura da junta corrente. Previamente foi efectuada a selagem das juntas existentes.

As novas juntas de dilatação têm a capacidade de acomodar nos encontros os deslocamentos resultantes da acção sísmica. As juntas são distintas, uma vez que os deslocamentos devido a variações de temperatura serão absorvidas no encontro sem fusível. A amplitude de deslocamentos para esta junta é de:

$$\Delta U = 2 \times 152.8 = 305.6 \text{ mm}$$

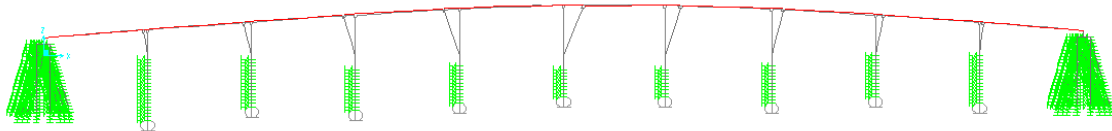
Para a junta do encontro com fusível a amplitude de movimentos será de:

$$\Delta U = 2 \times 139 = 278 \text{ mm}$$

Não se considerou a acção da retracção e fluência uma vez que a estrutura nova do alargamento está impedida de deformar relativamente à estrutura existente.

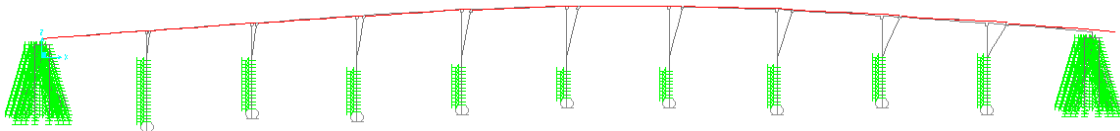
Esta alteração associada à concepção sísmica implica uma alteração do funcionamento em serviço da ponte, em particular para acção da temperatura.

A ponte como construída estava fixada nos encontros, concentrando na zona central o maior movimento e abertura da junta.



$$\delta = \pm 2 \times l \times \alpha \times \Delta T = \pm 46 \text{ mm}, \text{ na junta central}$$

Com a introdução do sistema de amortecimento e sistema de fusível no Encontro do lado da Torreira o movimento para as variações de temperatura passou a estar concentrado na junta do Encontro oposto.



$$\delta = L \times \alpha \times \Delta T = \pm 46 \text{ mm}$$

Para além das juntas terem de acomodar estes movimentos, os pilares na zona adjacente à junta móvel, ficarão sujeitos a maiores deslocamentos longitudinais, do que anteriormente.

Para o deslocamento máximo o pilar apresentará uma rotação de 0.00567rads, a que corresponde um movimento máximo vertical da rótula na base de 5mm, muito inferior à abertura existente de 50mm.

4.3 Reabilitação geral

Realizaram-se diversos trabalhos de reparação e protecção da estrutura existente tendo em vista a reabilitação geral da obra. Destacam-se os principais trabalhos:

- a) Selagem de fendas com abertura superior a 0.3mm.

- b) Reparação de zonas com betão delaminado, por remoção do betão destacado e colocação de nova camada de recobrimento, após limpeza das armaduras.
- c) Reparação das juntas entre vigas com colocação de betume elastomérico, que permite pequenas rotações.
- d) Reparação de elementos não estruturais do passeio, como os guarda corpos e candeeiros.
- e) Repavimentação da via e impermeabilização do tabuleiro com uma camada de betume reforçado com grelha de fibras.
- f) Protecção geral da obra com pintura por revestimento espesso.

5 A INTERVENÇÃO

A obra descrita foi adjudicada à Obrecol, que a realizou em 2009/2010.



Figura 8 – Plataforma para trabalho na face inferior do tabuleiro e realização dos capiteis de apoio das novas vigas



Figura 9 – Pré-esforço transversal e barras de pré-esforço longitudinal nas carlingas dos apoios e pré-esforço transversal dos capiteis de apoio das novas vigas



Figura 10 – Alargamento das carlingas dos vãos com perfis metálicos e obra após protecção superficial



Figura 11 – Vista superior do tabuleiro após alargamento



Figura 12 – Vista geral da obra após intervenção