

Ponte de Vila Nova de Milfontes – Reabilitação e Reforço da Obra de Arte

Júlio Appleton
A2P Consult

António Costa
A2P Consult

Rita Gonçalves
A2P Consult

RESUMO: A Ponte sobre o Rio Mira está localizada no concelho de Odemira junto a Vila Nova de Milfontes. O projecto de Reabilitação e Reforço da Ponte de Vila Nova de Milfontes teve como objectivo a verificação da segurança da obra face à nova regulamentação, o que envolveu a realização de cálculos independentes e a verificação dos elementos do projecto, especialmente a análise do seu comportamento face à acção sísmica.

1 DESCRIÇÃO DA OBRA

A ponte que será alvo de reabilitação atravessa superiormente o Rio Mira e a sua execução data de 1978, sendo o projecto da autoria do Eng. Lobo Fialho.

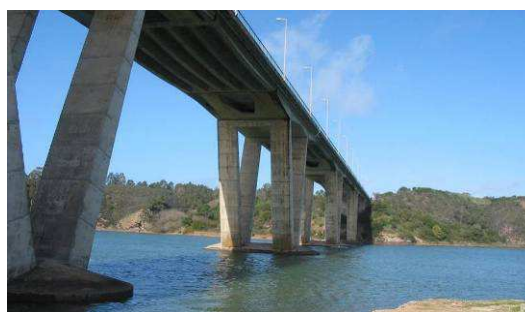
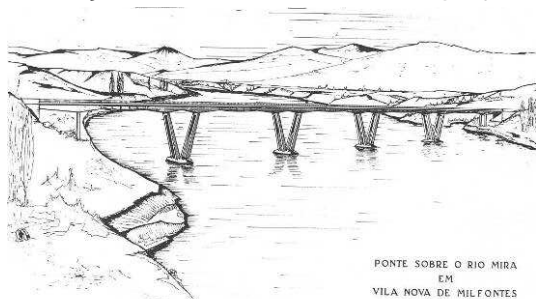


Fig. 1 e Fig. 2 – Desenho perspectiva da obra de arte do projecto original; vista geral da Ponte de Vila Nova de Milfontes(2010)

A estrutura do tabuleiro da ponte é em betão armado e pré-esforçado com uma extensão de 363m incluindo, entre eixos de apoios, 3 tramos centrais de 68m e 2 tramos de margem de 59.5m e 20m. O tabuleiro apoia sobre 4 pilares bifurcados centrais de grande altura construídos no leito do rio e 2 pilares fundados nas margens.

O perfil transversal da obra de arte apresenta uma largura total de 15.6m, sendo constituído por uma faixa de rodagem com 7m, duas bermas laterais de 3m e dois passeios com 1.30m de largura.

1.1 Estrutura do tabuleiro – Tramo de Margem

Os tramos de margem são troços contínuos, betonados “in situ”, com 32.5m de comprimento, que descarregam em pilares em pórtico de viga superior e em encontros

de gravidade. Estes tramos de inércia variável têm uma altura de 2.20m sobre os pilares, 1.05m sobre os encontros e 1.0m nas extremidades, onde recebem os tramos simplesmente apoiados (tramos independentes) através de aparelhos de apoio.

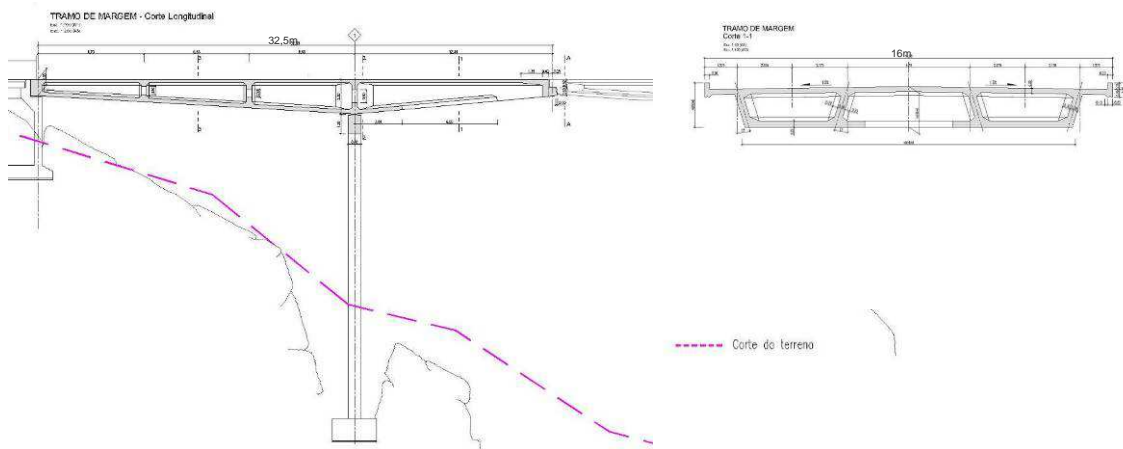


Fig. 3 – Tramo de Margem: cortes longitudinal e transversal (no troço em consola)

1.2 Estrutura do tabuleiro – Tramo Central

Trata-se de um troço de tabuleiro contínuo, com 42m de comprimento (17m entre apoios), betonado “in situ”, que se apoia por meio de rótulas de estrangulamento, estabelecidas por 3 varões de 25mm afastados de 0.25m, nas extremidades dos pilares bifurcados. Este troço, de inércia variável, apresenta uma altura de 2.20m sobre os apoios, 1.50m entre apoios e 1.10m da extremidade. Estes troços balançam em consola de 12.5m para foras das extremidades dos pilares bifurcados, recebendo nas extremidades os tramos simplesmente apoiados (tramos independentes).

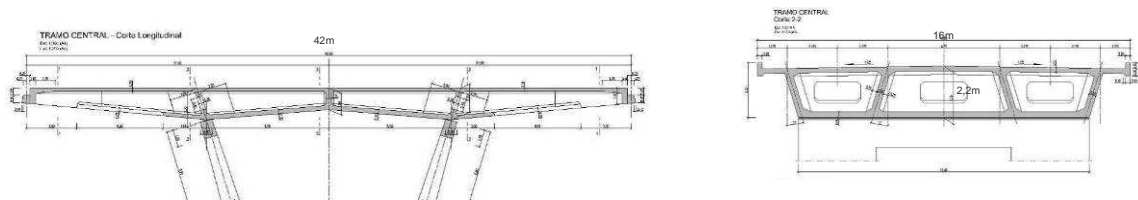


Fig. 4 – Tramo Central: cortes longitudinal e transversal (sobre os apoios)

1.3 Estrutura do tabuleiro – Tramo Independente

Os tramos simplesmente apoiados, de 26m de comprimento, são realizados numa 2ª fase com vigas pré-fabricadas com solidarização nos banzos superiores da viga através de uma laje betonada “in situ”. Estes tramos apoiam sobre os tramos central e de margem em aparelhos de apoio, de neoprene cintado por chapas de aço inoxidável, que permitem as dilatações longitudinais do tabuleiro.

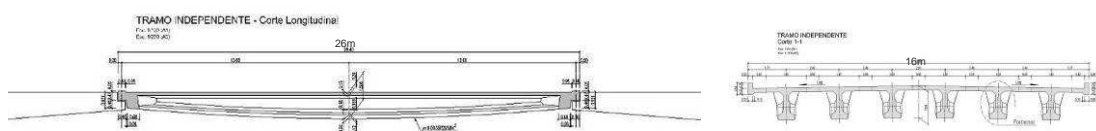


Fig. 5 – Tramo Independente: cortes longitudinal e transversal (a meio vão)

1.4 Pilares

O tabuleiro apoia sobre 4 pilares bifurcados centrais de grande altura construídos no leito do rio e 2 pilares fundados nas margens.

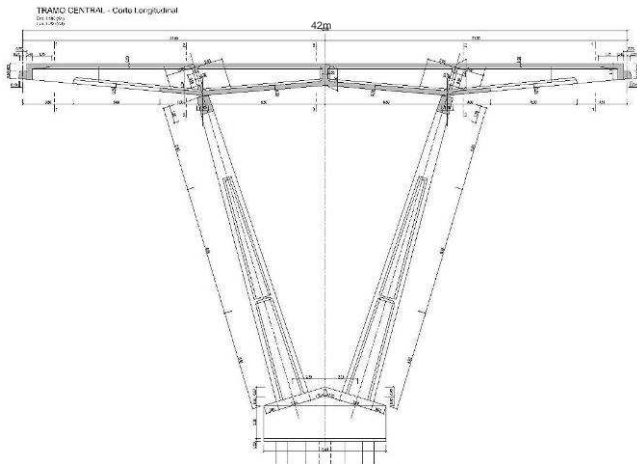


Fig. 6 – Pilar de Rio: corte longitudinal pelo tramo central

Os pilares bifurcados em forma de “V”, no sentido longitudinal da ponte, foram betonados “in situ” e são vazados no seu interior. Com secção transversal variável em altura, apresentam na sua base uma secção máxima de 3.34m x 2.30m e no topo 3.34m x 0.90m. No topo são ligados com uma viga de estribo, onde apoia o tabuleiro. Estes pilares apoiam em maciços de betão e são fundados indirectamente em estacas (pilares P2 e P4) ou barretas (pilar P3), excepto o pilar P5 que foi fundado directamente na rocha, através de uma sapata moldada sobre um caixão, com células preenchidas com betão, selado ao “bedrock”.

Os pilares de margem, em pórtico de viga superior, apresentam uma secção transversal constante em altura de 3.34m x 0.80m. Estes servem de apoio aos tramos de margem e encontram-se fundados em sapatas de fundação directa.

1.4 Fundações

Os elementos de fundação indirecta são compostos por conjuntos de estacas (pilares P2 e P4) de diâmetro igual a 1.0m (de acordo com os elementos de projecto as estacas apresentam diâmetro de 1.0m, contudo em documentos de obra – trabalhos a mais – estes elementos vêm referidos com 1.10m de diâmetro), ou barretas rectangulares (pilar P3) de secção 2.70mx0.80m. Estes elementos são solidarizados no topo através de maciços de betão de dimensão de 20.98m x 8.50m em planta.

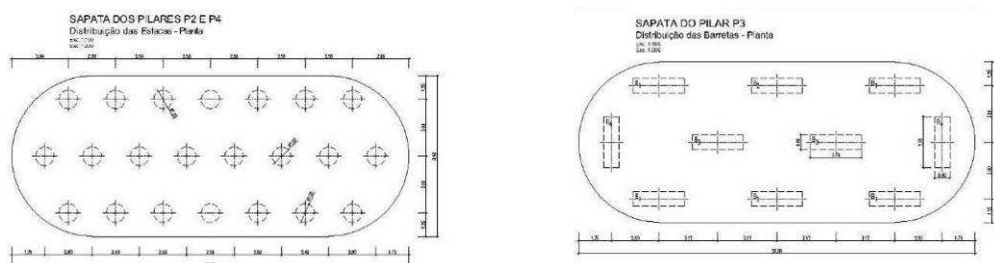


Fig. 7 – Sapatas de fundação dos pilares fundados no leito do Rio

Os pilares de margem encontram-se fundados em sapatas de fundação directa com dimensão de 5.80m x 2.80m em planta.

1.4 Encontros

Os encontros são formados por um caixotão de betão armado, com cofre preenchidos com aterros. Estes absorvem as reacções negativas e os esforços resultantes das dilatações dos tramos de margem.

O encontro da margem esquerda (lado Sul) tem 7.50m de comprimento e uma altura de 6.26m. O muro de testa tem uma espessura de 0.50m e os muros de ala têm 0.30m de espessura. O encontro da margem direita (lado Norte) tem 13.80m de comprimento e uma altura de 6.26m. O muro de testa tem uma espessura de 0.50m e os muros de ala têm 0.30m de espessura.

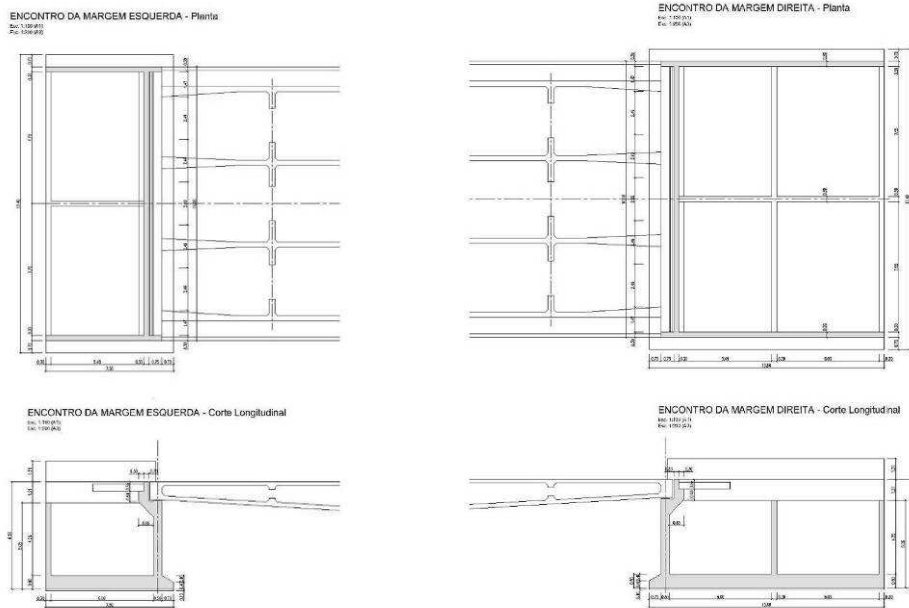


Fig. 8 e Fig. 9 – Encontros da Margem Esquerda e Direita: plantas e cortes

1.4 Reconhecimento Geológico

De acordo com o reconhecimento geotécnico realizado em Janeiro de 1976, complementar ao reconhecimento realizado de Janeiro 1972, foi caracterizada a compacidade das camadas aluvionares e confirmado o perfil geotécnico na zona circundante da obra de arte. Nesta fase foi comprovado que o “bedrock” do leito do Rio Mira tem uma forma em “V”, cujo vértice se encontra junto do alinhamento do pilar P3; por conseguinte as barretas de fundação deste elemento atingiram uma profundidade de cerca de 70m. As formações geológicas que os elementos de fundação indirecta atravessam, de acordo o Relatório de Reconhecimento Geotécnico Complementar de Janeiro de 1976, são as seguintes:

- Actual: camada C.1 – aterros areno-argilosos, com pedras
- Aluviões do Rio Mira: camada C.2A – lodos mais ou menos arenosos, cinzentos; camada C.2B – areias de calibres variáveis, mais ou menos argilosas; camada C.2C – cascalheira de base das aluviões areno-lodosas
- Carbónico: camada C.3 – xistos argilosos acinzentados

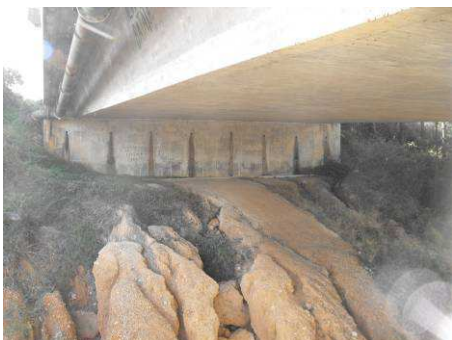


Fig. 11 – Encontro da Margem Direita: escorrência de água



Fig. 12 – Encontro da Margem Direita: manchas de oxidação e fendilhação irregular

3.2 Tabuleiro

As anomalias indicadas foram detectadas, na sua maioria, a partir da observação da parte inferior do tabuleiro, recorrendo à plataforma “by-bridge”:

- pequena fissuração longitudinal nas extremidades dos banzos inferiores da laje de tabuleiro dos tramos centrais
- corrosão local de armaduras com delaminação de betão de recobrimento, nalguns casos



Fig. 13 – Tramo central: manchas de colonização biológica – escorrências



Fig. 14 – Junta de dilatação: escorrência de água

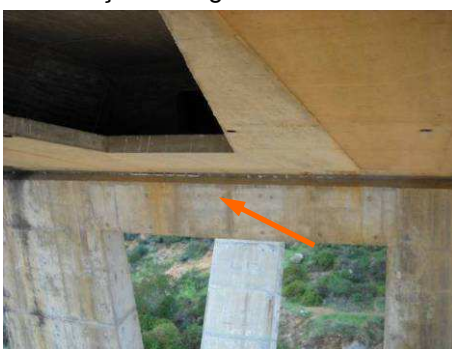


Fig. 15 – Fissuração longitudinal na laje do banzo inferior (Tramo Central)



Fig. 16 – Corrosão de armaduras; delaminação do betão de recobrimento

3.3 Pilares e Maciços

As anomalias indicadas foram detectadas, na sua maioria, a partir da observação recorrendo a plataforma “by-bridge” e por via marítima:

- corrosão de armaduras e delaminação de betão de recobrimento
- corrosão de elementos metálicos embutidos no betão

- fendas verticais de pequena abertura
- exposição dos ferrolhos de ligação dos pilares ao tabuleiro
- fissuração com eflorescências
- manchas de oxidação na superfície do betão



Fig. 17 – Corrosão de armaduras; delaminação do betão de recobrimento



Fig. 18 – Maciço de estacas: corrosão de armadura; delaminação do betão de recobrimento

3.4 Outros Elementos

Para além das irregularidades já referidas salientam-se ainda os seguintes aspectos:

- corrosão das chapas de protecção das juntas de dilatação nos passeios;
- juntas de dilatação: acumulação de sedimentos entre os elementos da junta e nos pontos de fixação;
- ineficácia da drenagem existente – elevada acumulação de águas pluviais nas bermas, acumulação de sedimentos junto ao passeio e formação de vegetação infestante à entrada das sarjetas;
- guarda-corpos: corrosão nos chumbadouros;
- guarda de segurança: corrosão nas ligações aparafusadas;
- postes de iluminação: corrosão nos elementos de fixação;
- corrosão da estrutura de acesso ao caixão do tabuleiro do tramo central;
- conduta de água: corrosão dos varões de fixação da conduta, alguns já se encontrando seccionados, e conseqüente delaminação de betão. Corrosão da conduta, especialmente sobre as juntas de dilatação.



Fig. 19 – Junta de dilatação: acumulação de sedimentos; infestação de vegetação (passeio)



Fig. 20 – Corrosão das chapas de protecção das juntas de dilatação (passeio)



Fig. 21 – Drenagem do tabuleiro: acumulação de água nas bermas



Fig. 22 – Condução de água (lado montante): corrosão dos elementos de fixação de fixação

4 MODELOS DE CÁLCULO

Para a análise dos tramos que compõem a Ponte de Vila Nova de Milfontes e respectivo cálculo de esforços/deformações e verificação da segurança dos elementos estruturais, foram criados modelos tridimensionais de elementos finitos para os tramos fundados por estacas/barretas – tramos dos alinhamentos 2, 3 e 4, e tramos independentes.

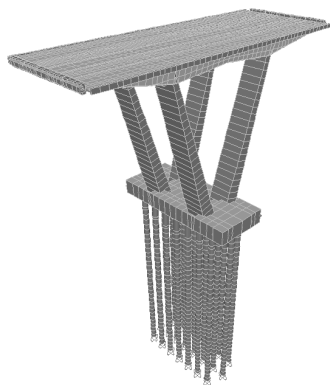


Fig. 23 – Modelo Tramo Central P4: vista 3D

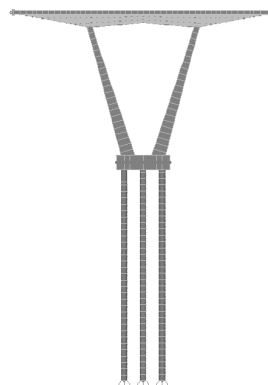


Fig. 24 – Modelo Tramo Central P4: vista 3D (XZ)

Na modelação dos tramos centrais, os elementos de comportamento tipicamente unidireccional, como pilares e vigas, foram modelados com elementos do tipo barra (“frame”); para os elementos com comportamento bidireccional, recorreu-se a elementos do tipo casca (“area”); os tramos independentes foram modelados com elementos do tipo barra simulando as vigas pré-fabricadas e elementos do tipo casca na modelação da laje do tabuleiro.



Fig. 25 – Modelo Tramo Independente (vista inferior)



Fig. 26 – Modelo Tramo Independente (viga pré-fabricada)

Como condições de fronteira, adoptaram-se na base das estacas/barretas apoios com restrição de translação vertical; ao longo destes elementos, dispostas segundo as

direcções x e y e em altura, foram adoptadas molas que modelam a interacção entre o solo e as fundações em relação às acções sísmicas, referenciadas no estudo de geotecnia complementar.

4 REAVALIAÇÃO DA SEGURANÇA PARA A ACTUAL REGULAÇÃO

Na fase de Estudo Prévio a análise e verificação estrutural da obra-de-arte debruçou-se no estudo do comportamento sísmico da obra.

Numa primeira fase, para o sismo de projecto, foram analisados os tramos centrais isolados dos alinhamentos 2, 3 e 4, considerando a acção dos tramos independentes como forças pontuais (de acordo com os elementos de projectos estes tramos estão assentes sobre 6 aparelhos de apoio de neoprene); numa segunda fase, analisou-se o comportamento de um dos tramos centrais (tramo do alinhamento 4) para 50% da acção sísmica, equivalente a um sismo com período de retorno de 95 anos, para comparação com os esforços resultantes da primeira análise; numa terceira fase, para o sismo de projecto, e por forma a perceber a sensibilidade do modelo de análise, procedeu-se à comparação entre 4 modelos do tramo central do alinhamento 2, variando a caracterização das condições de fundação:

- modelo 1.2A – modelo com o espaço entre estacas preenchido com solo (situação actual) e colocação de molas horizontais simulando a reacção do terreno às acções sísmicas;
- modelo 1.2B – modelo com o espaço entre estacas sem solo nos primeiros 10m de profundidade ($h_{erosão} = 10m$) e colocação de molas horizontais simulando a reacção do terreno às acções sísmicas;
- modelo 1.2C – modelo com o espaço entre estacas preenchido com solo e colocação de molas horizontais com valor 10 vezes inferior que no modelo A simulando a reacção do terreno às acções sísmicas;
- modelo 1.2D – modelo com espaço entre estacas preenchido com solo (situação actual) e colocação de molas horizontais simulando a reacção do terreno às acções sísmicas; neste modelo considerou-se o módulo de elasticidade do betão elástico ($E_c = 36 \text{ GPa}$) enquanto nos restantes modelos considerou-se o valor de projecto $E_c = 14 \text{ GPa}$ para simular a redução de rigidez da estrutura;

A verificação da segurança dos elementos de betão armado mais condicionantes (base dos pilares e fundações por estacas/barretas) foi realizado de acordo com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), o Eurocódigo 2 (EC2) e o Eurocódigo 8 (EC8). Os resultados obtidos foram comparados com os esforços resistentes referentes ao Regulamento de Betão Armado (REBA) regulamento em vigor aquando do projecto da Ponte.

4 CONCLUSÕES GERAIS

Analisando os resultados obtidos na modelação da Ponte de Vila Nova de Milfontes no seu estado actual salientam-se as seguintes conclusões:

- elevada deformabilidade horizontal dos tramos isolados: pela análise independente dos tramos centrais verifica-se que o deslocamento horizontal sob a acção do sismo 1 de projecto (Eurocódigo 8) é da ordem dos 0,30m;
- estruturas das fundações com insuficiência de resistência em especial para o esforço transversal aplicando os conceitos de cálculo do Eurocódigo 8: analisando os resultados para cada tramo verifica-se que, principalmente ao nível das fundações a estrutura apresenta um défice de resistência. Esta questão ocorre

essencialmente na verificação ao esforço transversal, em que alguns elementos apresentam esforços actuantes várias vezes superiores aos esforços resistentes (tramo central do alinhamento 4).

A insuficiência de resistência da estrutura, em especial dos elementos de fundação, prende-se essencialmente com a diferença de metodologia no cálculo da capacidade resistente ao esforço transversal. Pelo REBA, regulamento em vigor aquando do projecto da ponte, o esforço transversal resistente conduz a valores muito superiores aos que actualmente se considera ser a efectiva resistência dos elementos de betão armado, em particular quando sujeito à acção sísmica, pois o REBA considerava, para o cálculo do esforço transversal resistente, um termo proporcional à resistência da secção transversal de betão;

- influência do terreno confinante com as estacas/barretas dos pilares fundados no leito do Rio: verificou-se que, de acordo com os resultados obtidos com a análise de sensibilidade realizada para o tramo central do alinhamento 2, o confinamento das estacas / barretas tem influência na sua capacidade resistente;
- com a deformação prevista (da estrutura a que falta a consideração da deformação sísmica própria do solo) há a possibilidade da queda de um tramo simplesmente apoiado (ligação sem ferrolhos);
- ligação com ferrolhos dos tramos de margem aos encontros: da análise efectuada na fase de Estudo Prévio verifica-se que esta ligação apresenta uma reacção de levantamento para as cargas de serviço e para a acção sísmica, considerando-a a actuar sobre o conjunto, obtém-se uma força de corte próxima da capacidade resistente dos ferrolhos.

Em conclusão, a estrutura na configuração actual apresenta uma resistência para a acção sísmica inferior a 50% do valor actualmente especificado para esta acção para esta Ponte, valor que é limitado pela capacidade resistente das fundações. Para além da deficiente capacidade resistente das fundações, cuja resolução apresenta dificuldades técnicas muito elevadas e encargos financeiros desproporcionados, existem dois aspectos que são críticos no comportamento da obra face à acção sísmica:

- a possível queda dos tramos simplesmente apoiados por falta de apoio durante o movimento da estrutura induzido pelo sismo;
- o colapso dos tramos de extremidade por rotação destes sobre o pilar se os ferrolhos de ligação ao encontro romperem sob a acção das forças de impacto induzidas pelo sismo.

Não sendo viável, no âmbito de uma intervenção dentro de parâmetros razoáveis, dotar a estrutura na sua globalidade de um comportamento adequado para a actual acção sísmica de projecto, importa minimizar o risco de colapso parcial da obra associado aos aspectos acima referidos. Tendo em conta o exposto, considerou-se fundamental realizar as seguintes intervenções:

- criar um sistema de amortecimento das forças horizontais, com a colocação de amortecedores viscosos, que minimizam o problema do embate brusco na ligação dos tramos extremos aos encontros por efeito do choque entre os vários módulos do tabuleiro, transmitindo também menos força ao encontro;
- introduzir sistemas de controlo do movimento longitudinal dos tramos independentes que minimize o risco da sua queda por falta de apoio;
- introduzir a protecção do leito do Rio junto aos pilares dos alinhamentos 2, 3, 4 e 5.

Para além destas intervenções é essencial proceder-se a trabalhos de reparações locais nos diversos elementos estruturais e de protecção geral da obra-de-arte.