

Ponte sobre o Rio Cávado EN304 - km 76+626



Júlio Appleton¹



António Costa²



Nuno Travassos³



Paulo França⁴

RESUMO

A presente comunicação tem como objectivo apresentar o projecto de Reabilitação e Reforço da Ponte sobre o Rio Cávado, localizada ao Km 76+626 da EN 304, actualmente sobre a albufeira da Barragem da Caniçada.

O projecto da ponte, da autoria do Prof. Edgar Cardoso, foi realizado em 1952-53 e a execução decorreu nos anos de 1952 a 1954.

Trata-se de uma obra com pilares de altura máxima próxima de 60 m, devido à elevada profundidade do vale do rio Cávado no local. A ponte apresenta um desenvolvimento total de 182.8 m entre as juntas de dilatação. O tabuleiro, contínuo, é constituído por uma laje vigada de inércia variável que se apoia em pilares ocos de cantaria de granito.

O projecto de Reabilitação e Reforço da Ponte sobre o Rio Cávado tem como objectivo reparar as anomalias existentes, reforçar a estrutura do tabuleiro e introduzir uma protecção geral para a estrutura de betão armado. A idade da construção, a ocorrência de danos estruturais e a deterioração observada justificam a necessidade de se efectuar intervenções de reforço para assegurar as necessárias condições de segurança e de se realizar a reabilitação geral da ponte. A obra de reabilitação e reforço decorrerá durante um ano, tendo-se iniciado em Junho de 2008.

PALAVRAS-CHAVE

Reabilitação, Reforço, Ponte

¹ Engenheiro Civil, A2P Consult, Lisboa, Portugal. julio.appleton@a2p.pt

² Engenheiro Civil, A2P Consult, Lisboa, Portugal. antonio.costa@a2p.pt

³ Engenheiro Civil, A2P Consult, Lisboa, Portugal. nuno.travassos@a2p.pt

⁴ Engenheiro Civil, Consultor, Lisboa, Portugal. pfranca@civil.ist.utl.pt

1. INTRODUÇÃO

A Ponte sobre o Rio Cávado localizada ao Km 76+626 da EN 304, atravessando actualmente a albufeira da Barragem da Caniçada.

O projecto da ponte foi realizado em 1952-53 e a execução decorreu nos anos de 1952 a 1954, antes do enchimento da albufeira. Trata-se de uma obra com pilares de altura máxima próxima de 60 m, devido à elevada profundidade do vale do rio Cávado no local. A ponte apresenta um desenvolvimento total de 205.8 m entre as extremidades dos encontros.

O projecto de Reabilitação e Reforço da Ponte sobre o Rio Cávado tem como objectivo reparar as anomalias existentes, reforçar a estrutura do tabuleiro e introduzir uma protecção geral para a estrutura de betão armado. A idade da construção, a ocorrência de danos estruturais e a deterioração observada justificam a necessidade de se efectuar intervenções de reforço para assegurar as necessárias condições de segurança e de se efectuar a reabilitação geral da ponte. A obra de reabilitação e reforço decorrerá em 2008-2009.

2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EXISTENTE

O tabuleiro é constituído por uma laje vigada contínua com vãos extremos de 19.0 m e vãos intermédios de 33.0 m (2x19 + 6x23), correspondendo a um desenvolvimento total de 182.8 m entre as juntas de dilatação. A largura útil do tabuleiro é de 8.0 m correspondendo 6.0 m à faixa de rodagem e o restante a dois passeios laterais com 1.0 m de largura. As duas vigas do tabuleiro apresentam altura variável entre 1.6 m no vão e 4.0 m nos apoios, sendo vazadas com o objectivo de reduzir o seu peso próprio. A sua largura é variável de 0.40 m na ligação à laje a 0.76 m ao nível dos aparelhos de apoio. Na zona dos apoios as vigas são contraventadas por barras transversais. As vigas estão afastadas a eixo de 4.40 m. Em cada tramo existem 4 carlingas.

A laje tem uma espessura de 0.25 m, apresentando esquadros na zona de ligação às vigas. O tabuleiro apoia nos pilares e encontros através de aparelhos de apoio móveis e fixos (nos pilares P2 a P5 e encontro sul) em betão armado constituídos por discos de grande dimensão com 1.40 m de diâmetro e 0.90 m de espessura. As rótulas que funcionam como apoios móveis são ligadas aos pilares e às vigas longitudinais por meio de ferrolhos com interposição de placas de chumbo, movimentando-se como pêndulos, permitindo assim deslocamentos longitudinais e rotações. Os apoios fixos apresentam a zona inferior do disco de betão rigidamente ligada aos pilares, enquanto a ligação às vigas é efectuada por meio de ferrolhos com interposição de placas de chumbo, permitindo apenas a rotação do tabuleiro. A transição do tabuleiro para os encontros é realizada com duas juntas constituídas por chapas metálicas.

Os pilares da ponte são de cantaria, constituídos por grandes blocos de granito com juntas argamassadas, chegando a atingir 57.90 m de altura. Apresentam em planta a forma de um losango com as diagonais iguais a 4.0 e 8.0 m, medidas exteriormente.

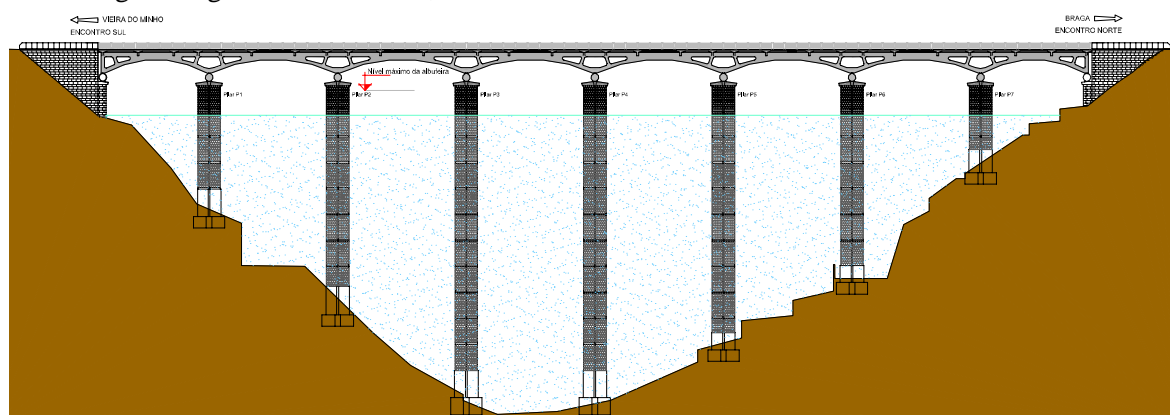


Figura 1. Alçado geral da ponte.

Os pilares são ocos, apresentando as suas paredes uma espessura de 0.30 m nos primeiros 22.50 m a contar do topo e de 0.40 m a partir dessa cota. As paredes são contraventadas de 4.5 em 4.5 m por uma laje de betão armado com uma abertura elíptica. Esta solução de travamento horizontal para os pilares, que o autor associava aos nós das canas de bambu tem como objectivo evitar a instabilidade das paredes (placas) que constituem a secção do pilar. O topo dos pilares e a sua base (ver corte 1-1 na Fig. 2) são realizados em betão armado. As fundações são constituídas por sapatas de betão com uma forma em planta similar à secção dos pilares.

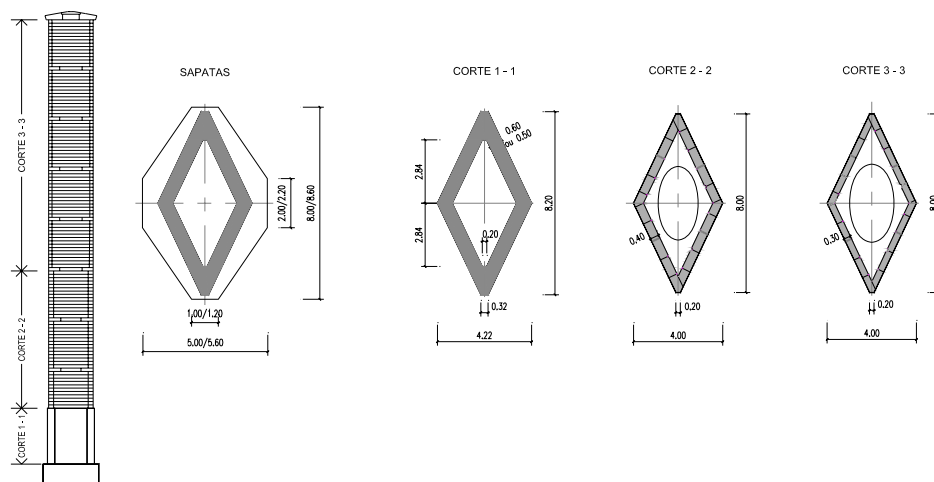
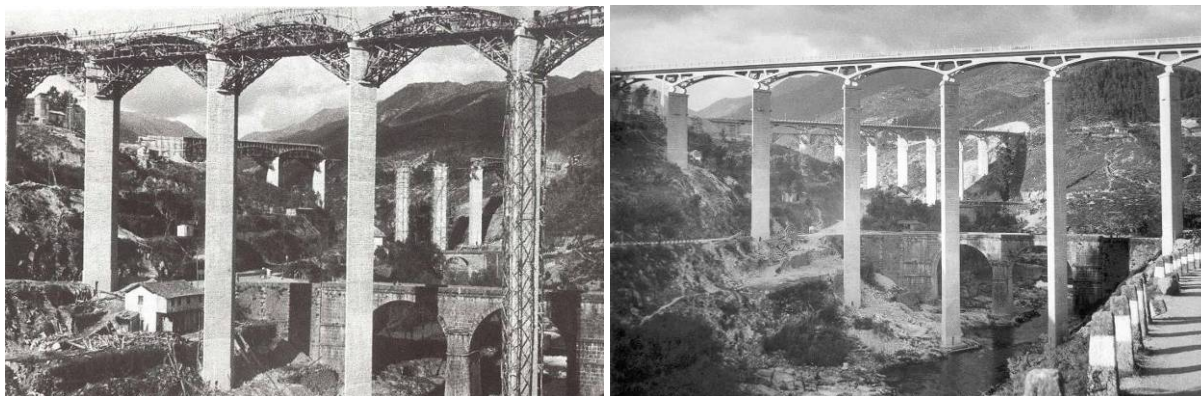


Figura 2. Pilares.

Os encontros são do tipo cofre constituídos por um muro testa e dois muros avenida executados em alvenaria. O cofre é preenchido na zona superior por pedra arrumada e terra batida, enquanto na zona inferior é preenchido por alvenaria de pedra seca por forma a não se gerarem impulsos significativos.

Os guarda-corpos são de betão armado na zona do tabuleiro.



Figuras 3 e 4. Construção da ponte (fotos do livro Edgar Cardoso – Engenheiro Civil de Luís Lousada Soares).

3. INSPECÇÃO E ENSAIOS À OBRA EXISTENTE

3.1 Inspeção

A inspeção in situ foi realizada pelo A2P em Maio de 2005. Foram inspeccionados os encontros, os pilares acima do nível da água da albufeira e o tabuleiro recorrendo a uma plataforma móvel. Apresentam-se em seguida as principais anomalias verificadas na ponte.

3.1.1 Tabuleiro

As vigas longitudinais não apresentam, na generalidade, sinais de deterioração significativos, observando-se apenas alguns casos, com pouca expressão, onde ocorrem delaminações locais de betão como consequência da corrosão das armaduras. Observa-se, no entanto, fendilhação sistemática e significativa das vigas do tabuleiro associada a um funcionamento estrutural diferente do considerado no projecto.



Figuras 5 e 6. Corrosão de armaduras na face exterior de uma viga e Fendilhação estrutural sistemática nas vigas – Elementos horizontais.



Figuras 7 e 8. Fendilhação estrutural sistemática nas vigas – Barras inclinadas.

A fendilhação nas barras inclinadas de ligação dos banzos está associada aos momentos gerados devido à sua elevada rigidez (são barras curtas) e deformação relativa dos banzos, ampliada com os efeitos de fluência do betão.

A fendilhação no banzo superior da viga do tabuleiro (Fig. 6) pareceu-nos inicialmente a mais difícil de entender. Com efeito se analisarmos a viga do tabuleiro como viga contínua de inércia variável (Fig. 9), não seria fácil compreender a existência da fendilhação de flexão referida (maior abertura na face inferior reduzindo-se em altura). As fendas no banzo superior das vigas têm aberturas até valores da ordem de 5 mm, indiciando a plastificação de armaduras em serviço.

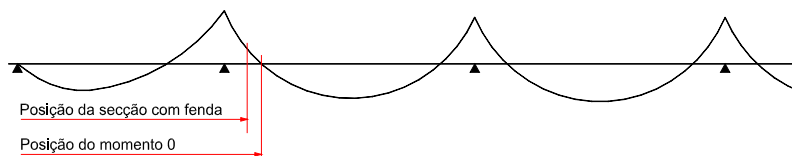


Figura 9. Momentos flectores em viga contínua.

Um modelo em que se simulam as várias barras da estrutura, localizadas ao nível do centro de gravidade respectivo (Fig. 10), mostra que o momento se inverte na secção de união dos banzos ocorrendo um momento positivo nessa secção. Verifica-se também que a viga do tabuleiro está sujeita a um esforço axial de tracção entre o apoio e a secção de união dos banzos.



Figura 10. Momentos flectores em modelo de barras.

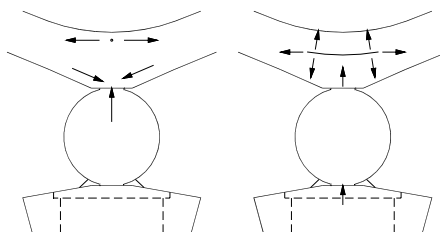
As lajes apresentam alguma fendilhação, pouco significativa, em geral no mesmo alinhamento das fendas observadas nas vigas. Algumas fendas atravessam a laje em toda a sua espessura.

As zonas dos apoios das vigas nas rótulas de betão apresentam danos significativos causados pelos elevados esforços de compressão a que os ferrolhos estão sujeitos. Estes esforços, resultantes do esmagamento do chumbo dos apoios, são transmitidos localmente à viga no topo dos ferrolhos originando a fendilhação e esmagamento local do betão.



Figuras 11 e 12. Zona danificada das vigas sobre os apoios e Corrosão de armaduras nos contraventamentos.

Conclui-se dos estudos efectuados que a fendilhação sobre o apoio se deveu à acção conjugada de 2 efeitos conforme ilustrado nas Figs 13 a 14. O efeito apresentado na Fig. 13, difícil de prever com os modelos de cálculo possíveis à época do projecto da ponte, foi apesar de tudo estimado no mesmo. O efeito apresentado na Fig. 14, não foi previsto, sendo resultante do esmagamento do apoio do chumbo (visível na Fig. 11), o que implica a transmissão para o topo do ferrolho de uma carga localizada elevada. De referir que os ferrolhos estão directamente embebidos no betão, sem dispositivo no topo, para acomodar a deformação do chumbo dos apoios (noutra obra com dispositivos semelhantes foi colocado um capot de cortiça no topo do ferrolho para acomodar tais deformações).



Figuras 13 a 14 – Distribuição de esforços na zona dos apoios.

Os contraventamentos das vigas apresentam com alguma frequência delaminações locais de betão (Fig. 12) causadas pela reacção expansiva da corrosão das armaduras que se desenvolveu em zonas de reduzido recobrimento.

3.1.2 Pilares e Encontros

Na parte dos pilares acima do nível da água não se observaram danos com significado relevante. Foi ainda realizada uma inspecção subaquática envolvendo a parte submersa do fuste dos pilares e as fundações. Nessa parte dos pilares concluiu-se que a argamassa de assentamento dos blocos apresenta alguma deterioração, nomeadamente nas juntas verticais da alvenaria. Recolheram-se amostras de argamassa da alvenaria na base do encontro para análise com vista a caracterizar a degradação deste material, tendo-se constatado que a desagregação da argamassa justifica a respectiva reparação e refechamento das juntas. Embora as sapatas dos pilares não sejam visíveis verificou-se não existirem sinais de descalçamento ou erosão do terreno que causem problemas estruturais. É também de referir que os caudais existentes são baixos pelo que não há razão para antever infraescavações significativas. Os encontros não apresentam sinais visíveis de deterioração, com excepção de uma fenda vertical com expressão significativa no encontro direito, embora não se observem deslocamentos transversais relativos dos paramentos adjacentes à fenda.

3.2 Ensaio

Com o objecto de caracterizar o betão e o estado da obra realizaram-se diversos tipos de ensaios.

- Resistência à compressão e módulo de elasticidade do betão em tarolos obtidos de carotes;
- Ultra-sons e esclerómetro para avaliação da uniformidade e qualidade do betão;
- Medição da espessura de recobrimento das armaduras;
- Medição da profundidade de carbonatação;
- Medição do teor em cloretos e do teor em álcalis no betão;
- Medição do potencial eléctrico das armaduras;
- Medição da resistividade do betão;
- Análise petrográfica do betão.

Os ensaios, efectuados pela OZ, decorreram em Maio de 2005. Apresenta-se seguidamente as conclusões mais relevantes.

Os valores medidos mostram que existe uma elevada dispersão de resultados quer relativamente aos recobrimentos das armaduras (5 a 93 mm) quer à profundidade de carbonatação (3 a 47 mm). Analisando os valores obtidos e considerando que a frente de carbonatação relativa ao valor de pH que origina a despassivação da armadura está para além da profundidade de carbonatação indicada pelo teste da fenolftaleína (valor da ordem de 5 mm) é possível concluir que parte significativa das armaduras mais exteriores do tabuleiro se encontram nesta altura despassivadas. Embora a deterioração por corrosão das armaduras e delaminação do betão seja ainda muito reduzida, é de esperar um agravamento da degradação caso não se proteja a estrutura. Por outro lado, isto significa que é apropriado proceder à protecção superficial do betão para evitar a progressão do fenómeno da corrosão que de outra forma irá atingir mais regiões e mais armaduras.

Ensaaiaram-se os betões da laje e das vigas verificando-se uma diferença significativa da resistência à compressão. Observou-se também uma dispersão significativa dos valores medidos. Verifica-se que a resistência dos betões é relativamente alta, mesmo considerando a elevada idade da obra, pelo que o betão se pode considerar de boa qualidade, quer sob o ponto de vista do comportamento estrutural, quer sob o ponto de vista da durabilidade. Verifica-se que o betão da laje apresenta, em termos médios, uma resistência da ordem de 13MPa superior ao betão das vigas. Este aspecto deve, certamente, estar relacionado com a maior facilidade de colocação do betão nas lajes a qual terá conduzido a uma maior compacidade e, desta forma, a uma maior resistência. Apesar dos agregados do betão serem de origem granítica, o teor em álcalis relativo à massa de cimento ser, em algumas zonas, superior a 0.6% e existirem elementos com fendilhação superficial irregular, a análise petrográfica não evidenciou reacções expansivas no betão. Os ensaios de velocidade de propagação dos ultrasons não revelam heterogeneidades relevantes entre as várias zonas do ensaio. Os ensaios esclerométricos também não evidenciam heterogeneidades relevantes.

3.3 Conclusões da inspecção e ensaios

Da inspecção efectuada e da avaliação das anomalias visíveis salientam-se os seguintes aspectos:

- i. Nas vigas longitudinais do tabuleiro há que proceder à reparação sistemática das fendas de maior abertura e reparação e reforço das zonas dos apoios danificadas;
- ii. Nas vigas e contraventamentos do tabuleiro há que proceder à reparação das zonas com corrosão de armaduras;
- iii. As juntas de dilatação do tabuleiro necessitam de ser substituídas;
- iv. Devem ser realizadas as reparações locais em zonas com armaduras expostas e com betão delaminado nos guarda-corpos;
- v. O betão deve ser objecto de protecção por pintura por forma a controlar o desenvolvimento da deterioração por corrosão de armaduras;
- vi. Afendilhação mais significativa nas vigas do tabuleiro deve-se a uma deficiente avaliação dos esforços nessas secções pelo que é necessário proceder-se a um reforço estrutural conforme analisado no capítulo seguinte.
- vii. A deterioração da argamassa de assentamento dos blocos da cantaria dos pilares justifica uma intervenção de reabilitação de difícil execução dada a grande altura de água na albufeira.

4. ANALISE ESTRUTURAL

De modo a caracterizar o nível de segurança da obra foram realizadas várias análises com base em modelos de comportamento elásticos lineares, os quais conduziram a conclusões que evidenciavam uma significativa deficiência relativa à capacidade de carga das vigas longitudinais. Dado o elevado nível de danos estruturais observado e os resultados obtidos nos modelos elásticos referidos atrás optou-se por realizar também uma avaliação da segurança através de modelos de comportamento não lineares. Estes modelos permitem avaliar com elevado rigor a capacidade de carga da estrutura dado simularem de forma adequada o comportamento real dos materiais e da estrutura. A concepção e dimensionamento do reforço foram também realizados recorrendo às duas metodologias acima referidas.

4.1 Avaliação da segurança com base em modelos elásticos

A avaliação do comportamento estrutural da Ponte do Cávado envolveu a análise dos elementos de cálculo do projecto da autoria do Prof. Edgar Cardoso e a realização de um conjunto de cálculos independentes. De referir que o valor da sobrecarga uniforme considerada no projecto é superior ao efeito conjunto da sobrecarga uniforme e carga de faca da actual regulamentação. No que se refere à acção do veículo tipo, o projecto considera a acção de dois veículos colocados ao lado um do outro no sentido transversal, correspondendo a uma carga total sobre uma viga de 303 kN. No presente estudo considerou-se para uma viga o veículo de 600 kN.

Para além de um modelo de viga contínua, directamente comparável com o do projecto, realizou-se um segundo modelo (elástico linear) de barras, mas com uma modelação tridimensional, sendo os banzos superiores, inferior e barras inclinadas que constituem a estrutura do tabuleiro sido modelados por barras independentes localizadas ao nível dos respectivos centros de gravidade. Deste modelo verificou-se que o diagrama de momentos (Fig. 10) na viga de apoio do tabuleiro (banzo superior da viga composta na região dos apoios) é significativamente diferente do obtido para o modelo da viga contínua (Fig. 9). Para além disso, ocorrem simultaneamente esforços axiais relevantes. Importa referir que o Prof. Edgar Cardoso apercebeu-se naturalmente que o modelo de viga contínua não era suficiente e avaliou, para além dos esforços globais da viga, os esforços locais por via analítica e experimental. Verifica-se no entanto que essa metodologia subestimou significativamente os efeitos locais e que globalmente a estrutura apresenta um comportamento diferente do de uma viga contínua. Constata-se assim que a modelação adoptada no projecto não foi suficiente para conseguir aproximar a resposta do modelo à resposta real da estrutura. Este comentário deve no entanto ser visto e

interpretado tendo em conta as possibilidades de análise da época e a dificuldade em experimentalmente haver a percepção e quantificação dos efeitos referidos.

A distribuição de armadura do projecto está conforme a distribuição de momentos flectores numa viga contínua clássica, com dispensa de armadura negativa (armadura superior do banzo superior) à medida que nos afastamos do apoio. Na secção 4 (Fig. 15) o momento flector da viga contínua é negativo e a armadura é na face superior de 69 cm² e na face inferior de 20.3 cm². No entanto a análise tridimensional efectuada no presente estudo mostra que essa secção está sujeita a um momento flector positivo e a um esforço axial de tracção, requerendo armaduras na face superior e inferior, sendo que as inferiores deveriam ser maiores do que as superiores. De notar que a secção 4 encontra-se sistematicamente fendilhada na obra, com uma fenda associada à tracção e ao momento positivo nessa zona da viga.

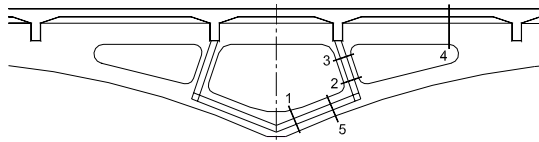


Figura 15. Localização das secções de referência.

Nas secções 1 a 5 indicadas na Fig. 15 verificou-se que a segurança aos estados limites últimos de flexão não é garantida se basearmos esta verificação nos esforços actuantes obtidos com modelo elástico linear. A ocorrência de fendilhação originou redistribuição de esforços na estrutura, que foram analisadas com rigor através de modelos de análise não linear.

4.2 Avaliação da segurança com base em modelo não linear

A análise foi realizada recorrendo ao programa Atena, Servenka Consulting. Analisou-se um troço de viga longitudinal delimitado pela secção do apoio e do meio vão. Os materiais foram simulados através do seu comportamento real recorrendo ao disposto no CEB Model Code 90. Com esta análise pretendia-se avaliar a capacidade de carga efectiva da estrutura.

Os resultados obtidos indicaram que a estrutura, com as propriedades médias dos materiais, apresenta uma capacidade de carga correspondente à actuação da carga permanente mais 1.7 veículo tipo (CP + 1.7 VT). Esta capacidade de carga é manifestamente insuficiente para satisfazer as condições de segurança regulamentares pois é necessário considerar os coeficientes de segurança relativos aos materiais e à carga permanente. Para avaliar a segurança em termos regulamentares realizou-se outra análise em que se consideraram as propriedades de cálculo dos materiais. Nesta análise concluiu-se que a estrutura apresenta uma capacidade de carga correspondente à actuação da carga permanente majorada por um coeficiente de segurança de 1.35 mais 0.5 veículo tipo (1.35CP + 0.5 VT). Conclui-se, deste modo, que a estrutura está muito distante de satisfazer as condições de segurança regulamentares actuais.

5. REFORÇO ESTRUTURAL

5.1 Avaliação com base em modelos elásticos

Estudaram-se numa primeira fase duas soluções de reforço passivo, uma com recurso a fibras de carbono e outra com chapas de aço inox. Em face das quantidades significativas de reforço passivo que se concluíram no estudo inicial, testou-se uma solução de reforço alternativa, distinta das anteriores, que consiste na aplicação de pré-esforço exterior ao nível da corda superior das vigas longitudinais. Estes elementos apresentam na situação actual da ponte, para além dos esforços de flexão significativos, esforços axiais de tracção muito elevados os quais serão diminuídos pela acção da compressão associada ao pré-esforço exterior, corrigindo-se deste modo parte das elevadas deformações e esforços actualmente existentes na estrutura.

O valor do pré-esforço foi ponderado tendo não só por objectivo anular o esforço axial de tracção permanente nos elementos superiores das vigas, mas também contrariar uma parcela do esforço axial de tracção gerado pelas sobrecargas nos mesmos elementos. Adoptaram-se dois cabos por viga longitudinal com um pré-esforço útil por cabo de 1050 kN, constituídos por 7 cordões (150 kN cada), proporcionando uma força total de 2100 kN por viga. Esta força, transmitida ao tabuleiro apenas nas suas extremidades através de maciços de amarração que fazem a transmissão de força das ancoragens ao betão existente, distribui-se não só pelos elementos superiores das vigas mas também pelos elementos inferiores, os quais se encontram sempre comprimidos para todas as combinações com as restantes acções analisadas.

Verificou-se que a segurança aos estados limites últimos de flexão nem sempre é garantida, se basearmos esta verificação nos esforços actuantes obtidos com modelo elástico linear. Mas, a compressão originada pelo pré-esforço exterior permite que se verifique a segurança em muito mais secções do que sucede nas condições actuais da ponte, onde a verificação da segurança não é assegurada num número significativo de secções. Para além disso, obtém-se, com a solução pré-esforçada, rácios M_{Sd} / M_{Rd} muito mais baixos dos que são obtidos com a estrutura actual. Em complemento ao sistema de pré-esforço exterior, procedeu-se a reforços localizados nas secções 2, 3 e 4 com laminados e mantas de fibra de carbono e nas secções tipo 1 (Fig. 15) com chapas de aço inox. Todavia, a fendilhação visível na estrutura do tabuleiro da ponte terá originado redistribuição de esforços na estrutura, que um modelo de análise elástica linear não permite ter em conta, pelo que se analisou também o efeito do reforço através de modelos de análise não linear.

5.2 Avaliação com base em modelo não linear

A metodologia adoptada na avaliação do comportamento da estrutura reforçada com base na modelação não linear consistiu em introduzir um carregamento no modelo estrutural correspondente à carga permanente (1.0 CP, situação de carga existente), seguidamente introduzir o reforço e, posteriormente, introduzir a restante parcela da carga permanente até à carga de cálculo (0.35 CP) e a sobrecarga associada ao veículo tipo. Salienta-se que o programa de cálculo utilizado tem a possibilidade de alterar a estrutura durante a fase de carregamento. Este aspecto tem especial importância na situação particular da obra em causa uma vez que o reforço vai ser introduzido numa fase em que a estrutura apresenta já danos significativos, os quais podem alterar significativamente o comportamento desse reforço relativamente a uma situação corrente em que a estrutura a reforçar apresenta danos pouco relevantes.

No modelo analisado os materiais foram simulados com as suas propriedades de cálculo por se tratar de uma verificação da segurança relativamente aos estados limites últimos. Foram testadas duas soluções de reforço: uma solução de reforço passivo com fibras de carbono e uma solução de reforço activo com pré-esforço exterior.

A solução de reforço passivo mostrou-se ineficaz tendo-se atingido uma capacidade de carga da estrutura de: (1.35 CP + 0.7 VT) sem que as extensões nas fibras de carbono atinssem o valor máximo admissível (os valores máximos obtidos - 0.23% - situaram-se abaixo de 50% dos valores máximos admissíveis - 0.65%), estando a rotura associada ao esmagamento do betão. Este aspecto está relacionado com o elevado nível de danos apresentado pela estrutura para a situação de carga associada às acções permanentes. De facto, as curvaturas das secções são já bastante elevadas na altura da execução do reforço limitando a exploração da capacidade resistente à tracção dos novos materiais a colocar dado que a rotura ocorre por deformação excessiva do betão. Nesta situação o reforço passivo não funciona havendo a necessidade de corrigir parcialmente as elevadas deformações apresentadas pelos elementos estruturais recorrendo a técnicas de reforço activo.

Testou-se, assim, uma metodologia de reforço que consiste na aplicação de pré-esforço exterior ao nível da corda superior das vigas longitudinais. Estes elementos apresentam, para além dos esforços de

flexão, esforços axiais de tracção muito elevados os quais serão diminuídos pela acção da compressão associada ao pré-esforço exterior, corrigindo-se deste modo parte das elevadas deformações e esforços actualmente existentes na estrutura (Fig.16).

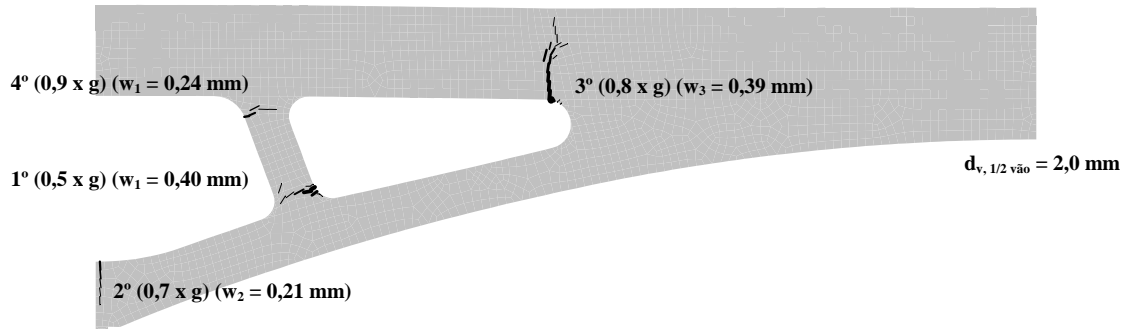
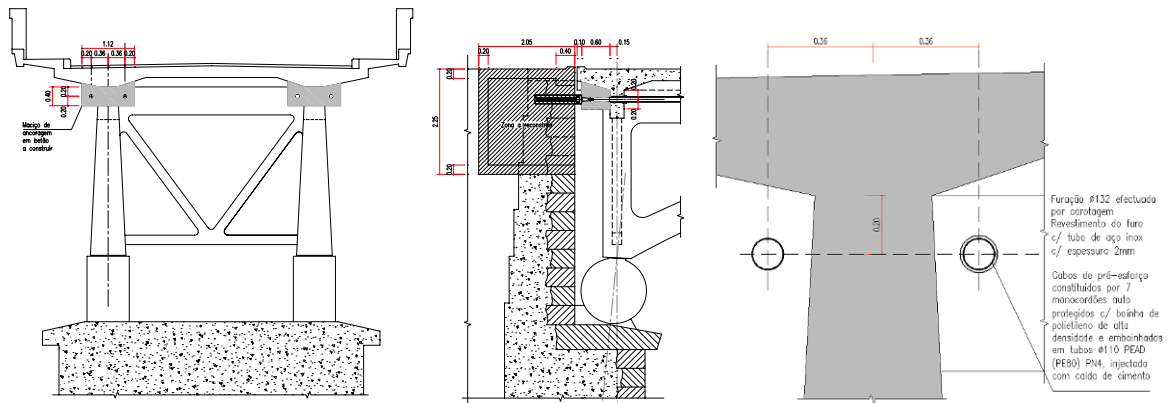


Figura 16. Fendilhação e deformação vertical do modelo de EF depois de aplicada a carga permanente.

Os resultados obtidos na análise não linear realizada mostraram a eficácia desta solução. Para um nível de reforço constituído por dois cabos de 7 cordões por viga atingiu-se uma capacidade de carga de: (1.35 CP + 2.0 VT), significativamente acima da carga de cálculo. Dado os elevados níveis de danos existentes na estrutura esta solução será complementada por um reforço com fibras de carbono com o objectivo de controlar a evolução desses danos para níveis de carga superiores aos actualmente existentes.



Figuras 17 a 19. Detalhes do reforço constituído por dois cabos por viga.



Figura 20. Vista geral da ponte na actualidade.