

## MEMÓRIA DE CÁLCULO

### MODELOS DE ANÁLISE

O procedimento usado na análise da estrutura baseia-se em modelos diferenciados em função dos objetivos.

Para a análise global da estrutura utilizou-se um modelo de barras tridimensional, no qual se simulou o comportamento da estrutura, permitindo avaliar os esforços do arco, fundações, tabuleiro e tirantes, para além da avaliação do comportamento dinâmico da estrutura através da análise modal.

Para a análise transversal do tabuleiro recorreu-se a modelos de elementos finitos de casca para simular as lajes e almas, e barras para simular os tirantes, ambos para efeitos de avaliação da distribuição dos esforços na seção transversal, provocados pelas ações permanentes e variáveis.

Na determinação das características das seções em análise para obtenção dos esforços provenientes das diversas ações regulamentares e da segurança aos estados limite, recorreu-se a diversos programas de cálculo automático, designadamente “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012”, “SAP2000 v.15.0.0 Ultimate” e “FAGUS-4”, os quais permitiram efetuar as análises estáticas e dinâmicas, bem como o dimensionamento das seções e a análise de tensões.

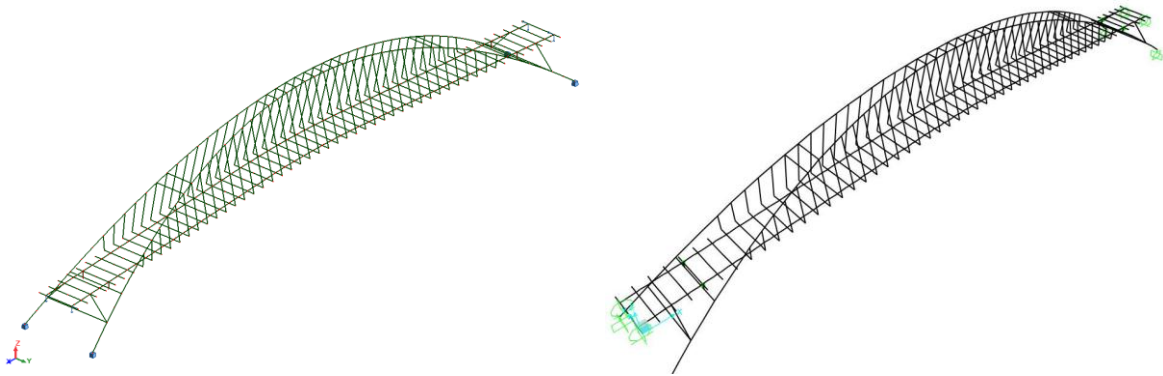


Fig. 1 – Vista tridimensional do modelo de cálculo global da estrutura projetada

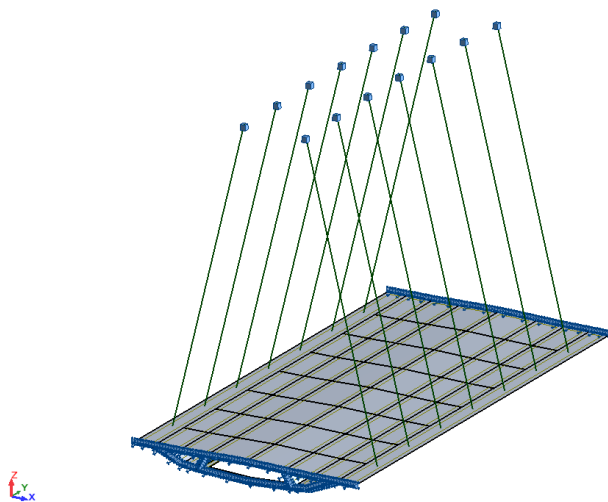


Fig. 2 – Vista tridimensional do modelo de cálculo local do tabuleiro

No caso de estudo é efetuada uma análise em regime estático linear, considerada suficiente para a análise da viabilidade estrutural e para a obtenção de esforços, tensões e deformações sob as ações consideradas.

No modelo global foi considerado o eixo X como representando a direção longitudinal, o eixo Y a transversal e o eixo Z a vertical. Esta modelação foi realizada recorrendo a elementos finitos do tipo barra, que representam a tridimensionalidade da estrutura de forma a estudar corretamente os esforços e deformações resultante das ações quantificadas.

O tabuleiro é constituído por duas barras longitudinais que modelam as nervuras tubulares e por diversas barras transversais, espaçadas de 5m, com o objetivo de simular os efeitos torsionais provocados pelas cargas excêntricas e os efeitos ativos e passivos provocados pela aplicação das forças nos tirantes.

Os arcos foram modelados com base numa discretização em elementos de barra alinhados segundo os sucessivos centros de gravidade das seções.

Os tirantes foram modelados como barras contínuas, permitindo a transmissão de momentos entre elementos, o que se revelou eficaz na correta caracterização do modelo de cálculo utilizado neste estudo.

## VERIFICAÇÃO E ANÁLISE DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA

Todos os dimensionamentos e verificações foram elaborados na observância das normas europeias, designadas Eurocódigos. Em casos de regulamentação omissa, utilizaram-se as normas Portuguesas em vigor, nomeadamente o *RSA* (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes), e o *REBAP* (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado) para as diversas análises efetuadas.

Para a definição das ações de projeto de uma ponte em arco bem como as suas combinações, seguiu-se a regulamentação europeia, quantificando todas as ações de acordo com os critérios estabelecidos no Eurocódigo 1, “*Ações em Estruturas*”.

Consideram-se como ações de projeto as cargas permanentes (peso próprio, restantes cargas permanentes, retração e fluência, pré-esforço e tensionamento dos tirantes), as sobrecargas de utilização, as ações das variações de temperatura, o vento e o sismo.

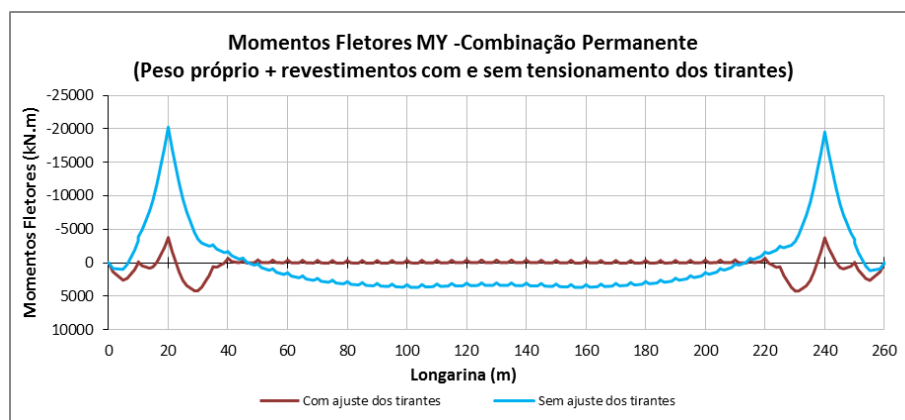


Fig. 3 – Momentos fletores  $M_y$  da longarina para a combinação permanente com e sem tensionamento dos tirantes

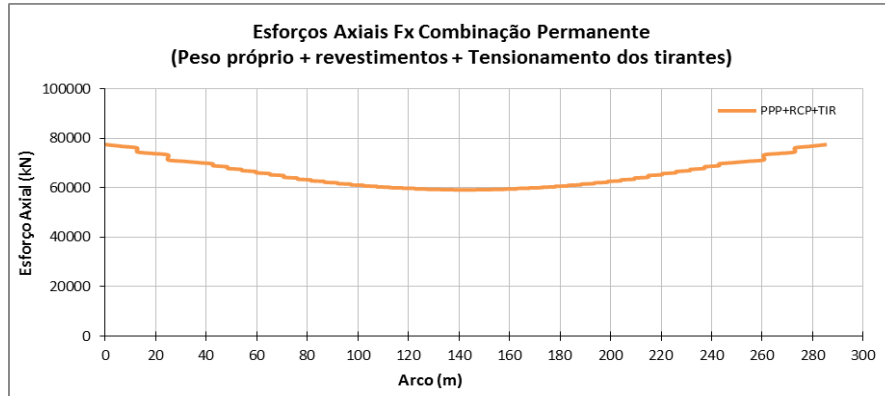


Fig. 4 – Esforços axiais do arco para a combinação permanente

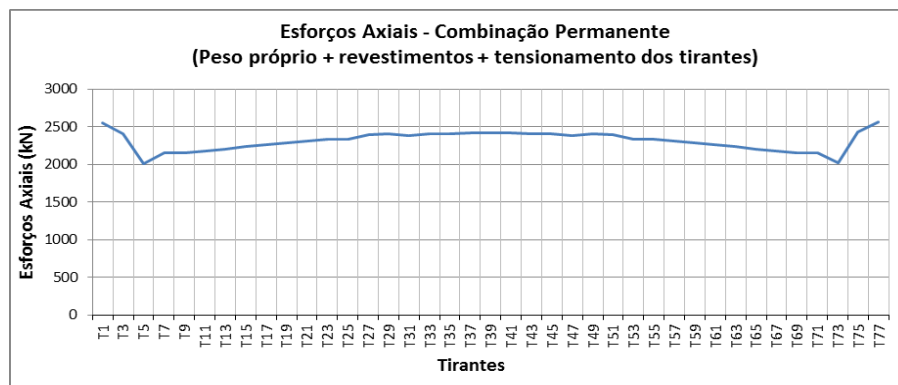


Fig. 5 - Esforços axiais dos tirantes para a combinação permanente

Tratando-se de uma estrutura com elevado grau de complexidade e de elevado número de seções, as combinações estabelecidas pelo Eurocódigo 0, abrangendo Estados Limite Últimos e Estados Limite de Utilização, requerem uma criteriosa obtenção dos esforços máximos para as seções críticas do tabuleiro, arco e tirantes. Apresentam-se seguidamente os diferentes estados limite considerados para a verificação da estrutura:

### Elementos de betão armado

Estados limite últimos de resistência:

- Combinações fundamentais incluindo a combinação sísmica ( $S_{rd} \geq S_{sd}$ )

Estado limite de fadiga:

- Armaduras de pré-esforço .....  $\Delta\sigma < 120$  MPa
- Armaduras ordinárias para esforços de flexão composta .....  $\Delta\sigma < 180$  MPa
- Armaduras ordinárias para esforços de corte .....  $\Delta\tau < 126$  MPa
- Betão .....  $\Delta\sigma < 0.5 f_{cd}$

Estados limite de serviço:

- Descompressão: combinação quase permanente na fase de exploração;
- Fendilhação: combinação frequente nas fases de exploração ( $\sigma_c \leq 0$ );
- Compressão máxima: combinação característica nas fases de exploração ( $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$ );

No caso da verificação do estado limite de fendilhação, sempre que a tensão no betão está à compressão, dispensou-se o cálculo da largura de fendas.

Para além disso é necessário averiguar a deformação máxima, que segundo o Eurocódigo 0, em pontes e sob ação da combinação quase permanente, deve ser inferior a:

- Deformação: parcela frequente das sobrecargas rodoviárias ( $\delta \leq L / 1000$ ) e combinação quase-permanente ( $\delta \leq L / 600$ ).

### **Tirantes**

Estados limite últimos de resistência:

- Combinações fundamentais na fase de exploração ( $0.70 f_{pk} \geq \sigma_{Sd}$ ).

Estados limite de serviço:

- Combinação característica na fase de exploração ( $0.50 f_{pk} \geq \sigma_{Sd}$ );
- Os tirantes devem resistir a  $10^8$  passagens de carga do veículo de fadiga FLM3 (EN1991-2), que corresponde na curva de fadiga de um tirante a  $0.52 \Delta\sigma$ .

### **Tabuleiro**

A verificação da segurança do tabuleiro foi realizada para o início da fase de serviço (análise  $T_0$ ), considerando o valor máximo de pré-esforço ( $P_0$ ) e não considerando os efeitos diferidos do betão e para a fase correspondente aos 20 000 dias (análise  $T_{INF}$ ), considerando o valor mínimo de pré-esforço ( $P_u$ ) e considerando os efeitos da retração e da fluência do betão e relaxação do pré-esforço.

No Eurocódigo 2, na seção Durabilidade e Recobrimento das Armaduras foi especificada a classe de exposição em concordância com as condições ambientais a que a estrutura se encontra sujeita e com a durabilidade pretendida de acordo com a importância estrutural. Assim a classe de exposição em função das condições ambientais é a classe XS1, que representa estruturas expostas ao sal transportado pelo ar mas não em contacto direto com a água do mar. No que respeita à classe estrutural, pretende-se para uma obra desta envergadura uma vida útil elevada, seguramente superior a 50 anos, pelo que se considerou uma classe estrutural S6. Consequentemente, o recobrimento mínimo deve ser igual ou superior a 45 mm de forma a garantir a durabilidade da estrutura.

Os estados limite de utilização foram verificados para as combinações de ações quase-permanentes, frequentes e características na verificação da descompressão, fendilhação e compressão máxima do betão, respetivamente.

De acordo com o artigo 7.3 da EN1992-2, o valor máximo da abertura de fendas foi determinado para a combinação frequente de ações, não devendo ocorrer descompressão.

Em resultado da envolvente de esforços obteve-se uma compressão mínima de  $\sigma = -0.25$  MPa, na transição da zona apoiada com a suspensa e uma tensão de compressão mínima toma de  $\sigma = -0.9$  MPa em toda a extensão do tabuleiro, pelo que está assim verificado o estado limite de descompressão do tabuleiro para um pré-esforço útil de 18000kN/longarina considerando, após a análise mais apropriada do traçado do cabo em confronto com os esforços obtidos em serviço, um pré-esforço de continuidade com traçado linear.

Uma vez que está verificado o estado limite de descompressão na estrutura para a combinação quase permanente, está automaticamente verificado o estado limite último de fadiga nos elementos de betão armado pré-esforçado.

Para a combinação característica, a máxima tensão de compressão no betão do tabuleiro observada tem o valor de  $\sigma = -8.0$  MPa, valor inferior a 60% do valor característico de resistência do betão à compressão,  $0.6 f_{ck} = 30$  MPa.

No que concerne à deformação do tabuleiro, conforme seria expectável, a grande parte da deformação vertical verificada deve-se ao peso próprio do arco. Esta deformação, de valor máximo 2.17cm, na zona central, não é considerada na verificação dos estados limite do tabuleiro em consequência do processo construtivo adotado. Uma vez que o arco é totalmente construído em primeiro lugar, as deformações instantâneas não terão influência na deformação do tabuleiro. As deformações diferidas do arco por retração e fluência não foram consideradas uma vez que podem ser anuladas pela aplicação de uma contra-fecha no momento do fecho do arco.

A máxima deformação vertical causada pela parcela frequente das sobrecargas corresponde à relação  $l/\delta = 10833$ , considerando-se verificado o estado limite de deformação, sendo que a deformação é sempre superior à relação  $l/\delta = 1000$ .

De acordo com os esforços máximos obtidos no modelo de cálculo global para o estado limite último obteve-se a armadura longitudinal inferior base constituída por dois planos de  $\text{Ø}16//0.15$  nas zonas onde o tabuleiro se encontra suspenso por tirantes e nas zonas onde o tabuleiro se encontra apoiado por pilares ligados ao arco, por dois planos de  $\text{Ø}20//0.15$ . A armadura longitudinal superior base é constituída por dois planos de  $\text{Ø}12//0.20$  em ambas as zonas. Além disso foi desprezada a armadura central da laje e armadura das faces verticais das vigas, não sendo considerada para a resistência da seção, estando-se do lado da segurança. A armadura transversal e restantes armadura foram apenas consideradas para a análise local do tabuleiro.

A armadura transversal mínima foi determinada a partir do ponto (9.2.2) da EN1992-1-1, obtendo-se  $20.6 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Adotou-se como armadura mínima  $\text{Ø}16//0.10$  (2 ramos), à qual corresponde uma área de  $42 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Os esforços resistentes de cálculo foram determinados pelo programa considerando as armaduras ativas e passivas apresentadas nas peças desenhadas do projeto.

## Arco

A análise à verificação dos estados limite efetuada para os dois arcos está em concordância com as combinações consideradas na verificação do tabuleiro.

Atendendo à variação de seção e esforços atuantes ao longo do desenvolvimento do arco, a análise de tensões é efetuada de forma a obter os esforços máximos para cada tipo de seção. Tendo em consideração que se pretende efetuar um dimensionamento geral, não é necessário o nível de tensão em todo o arco, mas sim os determinantes para verificação das seções utilizadas. Os arcos estão sujeitos a flexão composta desviada e como tal o eixo neutro varia consecutivamente com a relação dos esforços atuantes,  $N_x$ ,  $M_y$  e  $M_z$ . Em resultado, as fibras mais comprimidas e tracionadas estão localizadas em pontos diferentes ao longo do seu desenvolvimento.

Depois de analisados os esforços obtidos das combinações dos estados limite de utilização e último constatou-se que os pontos mais desfavoráveis encontram-se na seção do encontro, no fecho e a 80m do encontro do arco.

Os esforços axiais e momentos fletores referentes à parcela referente às ações permanentes tomam maior importância, principalmente o peso próprio da estrutura com o valor máximo à compressão de 77253kN nos encontros do arco e mínimo de -58886kN a meio vão.

Das diversas combinações frequentes, a mais desfavorável corresponde à ação base sobrecarga, obtendo-se tensões de tração inferiores à capacidade resistente média do betão,  $f_{ctm} = 4.1\text{MPa}$ , dispensando o cálculo de abertura de fendas.

A máxima tensão de compressão no betão do arco observada é de 26.6 MPa, inferior a 60% do valor característico da resistência do betão à compressão,  $0.6 f_{ck} = 30\text{MPa}$ . Desta forma estão asseguradas todas as verificações de utilização analisadas para os dois arcos.

A verificação da resistência à flexão do arco em betão armado para o estado limite último foi realizada para a fase imediatamente após a entrada em serviço da ponte e em fase de exploração. A armadura longitudinal base obtida é constituída por dois planos de  $\text{Ø}25//0.20$  reforçada na zona do encontro na zona superior da seção com dois planos de  $\text{Ø}25//0.20$ .

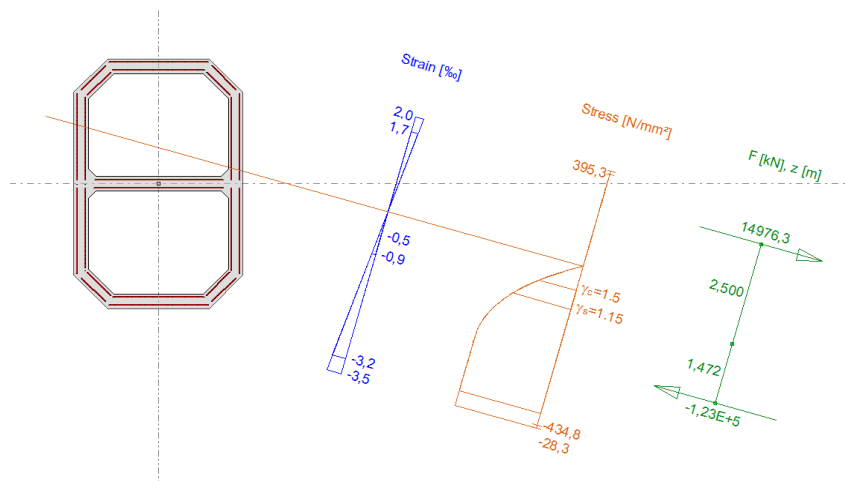


Fig. 6 – Diagrama de tensões na seção no encontro do arco para as combinações de estados limite últimos

A armadura transversal mínima foi determinada a partir do ponto (9.2.2) da EN1992-1-1, obtendo-se  $0.47\text{ cm}^2/\text{m}$  para a direção mais desfavorável. Adotou-se como armadura mínima  $\text{Ø}12//0.20$  (2 ramos), à qual corresponde uma área de  $22.6\text{ cm}^2/\text{m}$ .

As seções e as respetivas disposições de armaduras são apresentadas nas peças desenhadas.

## Tirantes

O pré-dimensionamento dos tirantes foi efetuado tendo em consideração um limite máximo para variação de tensão devido à sobrecarga rodoviária regulamentar, e para a combinação permanente de ações. Este valor de tensão limita a força máxima instalada nos tirantes em condições de serviço a 45% da força resistente última garantida de rotura à tração dos cordões que os compõem. Este valor está associado à necessidade de prevenir eventuais consequências negativas das tensões de fadiga do aço.

Segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-11, cláusula 7.2., a verificação dos estados limite de utilização dos tirantes foi realizada para a fase de exploração para a combinação característica de ações. Desta forma, foram limitadas as tensões a 50% da tensão de rotura nos tirantes considerando o efeito de flexão nos tirantes.

A verificação dos tirantes foi baseada ainda pelas recomendações do SETRA, limitando a tensão resistente no ELU dos tirantes de pontes a  $0.70 f_{puk}$  na fase de serviço. A combinação condicionante, ação base sobrecarga rodoviária (UDL), é verificada para cabos com área de  $3150\text{mm}^2$  e para um esforço máximo de  $3750\text{kN}$ .