

# Memória Justificativa

---

## Índice

2. - Verificação da segurança do tabuleiro.....	12
2.1 - Considerações Gerais .....	12
2.2 - Modelos de cálculo .....	13
2.3 - Acções de projecto .....	13
2.4 - Acções permanentes.....	13
2.4.1 - Peso próprio.....	13
2.4.2 - Restante carga permanente .....	14
2.4.3 - Pré-esforço .....	14
2.4.4 - Retraccção e Fluência.....	14
2.5 - Acções variáveis.....	14
2.5.1 - Variações de temperatura .....	14
2.5.2 - Sobrecarga uniforme e linear .....	14
2.5.3 - Veículo-tipo.....	14
2.5.4 - Acções sísmicas .....	15
2.6 - Coeficientes de combinação .....	15
3. - Análise da estrutura .....	16
3.1 - Considerações gerais.....	16
3.2 - Resultados do cálculo .....	16
4. - Verificação da segurança do tabuleiro na direcção longitudinal.....	16
4.1 - Segurança relativa ao estado limite de descompressão.....	16
4.1.1 - Considerações gerais .....	16
4.2 - Segurança em relação aos estados limite últimos.....	18
4.2.1 - Considerações gerais .....	18
4.2.2 - Momentos flectores de dimensionamento.....	18
4.2.3 - Momentos flectores resistentes .....	18
4.2.4 - Esforço transversal resistente .....	20
5. - Verificação da segurança do tabuleiro da direcção transversal .....	20
5.1 - Segurança aos estados limites últimos das consolas laterais .....	20
5.1.1 - Esforços actuantes .....	20
5.1.2 - Dimensionamento das armaduras.....	21

5.2 - Segurança aos estados limites últimos da laje entre nervuras .....	21
5.2.1 - Esforços actuantes .....	21
5.2.2 - Dimensionamento das armaduras.....	21
5.3 - Segurança aos estados limites últimos das carlingas de apoio.....	22
5.3.1 - Esforços actuantes .....	22
5.3.2 - Dimensionamento das armaduras.....	22
6. - Verificação da segurança dos pilares e das suas fundações.....	22
6.1 - Considerações gerais.....	22
6.2 - Esforços actuantes .....	22
6.2.1 - Considerações gerais .....	22
6.3 - Segurança dos pilares.....	23
6.3.1 - Esforços de cálculo.....	23
6.3.2 - Momentos flectores resistentes .....	23
6.4 - Segurança das fundações.....	24
6.4.1 - Esforços no maciço de encabeçamento.....	24
6.4.2 - Verificação da segurança exterior das estacas.....	24
6.4.3 - Verificação da segurança aos estados limites últimos.....	25
7. - Verificação da segurança dos aparelhos de apoio.....	25
7.1 - Considerações gerais.....	25
7.2 – Esforços Actuantes.....	25
7.3 – Deslocamentos .....	26
7.4 – Verificação de Segurança.....	26
8. - Verificação da segurança dos encontros.....	26
8.1 - Considerações gerais.....	26
8.2 - Critérios de Cálculo e Acções .....	26
8.2.1 - Verificação dos estados limites últimos dos montantes .....	27
8.2.2 – Segurança Exterior .....	28
8.2.3 – Segurança Interior.....	29
9. - Conclusão .....	31

## 2. - Verificação da segurança do tabuleiro

### 2.1 - Considerações Gerais

A passagem inferior é constituída por dois tabuleiros independentes, compreendendo cada um deles um sentido de circulação da auto-estrada.

Os tabuleiros são estruturas contínuas de três tramos, em betão armado pré-esforçado longitudinalmente, formados por uma laje nervurada com quatro nervuras. Estas nervuras apoiam em duas fiadas de pilares circulares e em dois encontros perdidos. Têm ligação monolítica aos pilares, e nos encontros apoiam em aparelhos de apoio de neoprene cintado ancorados. O comprimento total da obra, igual a 38,0 m ao eixo, é distribuído por um vão central de 17,0 m e dois laterais de 10,5 m.

A largura total do tabuleiro é de 39,34 m, subdividida em duas superestruturas com 18,66 e separadas por uma junta longitudinal de 0,02 m. As nervuras dos tabuleiros têm 0,90 m de altura e 1,30 m de base, e são ligadas entre si por uma laje de 0,25 m de espessura e 3,00 m de vão, que se prolonga lateralmente em consolas de espessura variável, com 0,25 m no encastramento nas nervuras e 0,15 m na extremidade. Uma vez que obra de arte está inscrita numa clotóide e as nervuras são rectas, a curvatura do tabuleiro é feita variando o balanço das consolas laterais. Na figura seguinte apresenta-se uma secção transversal do tabuleiro do intradorso.

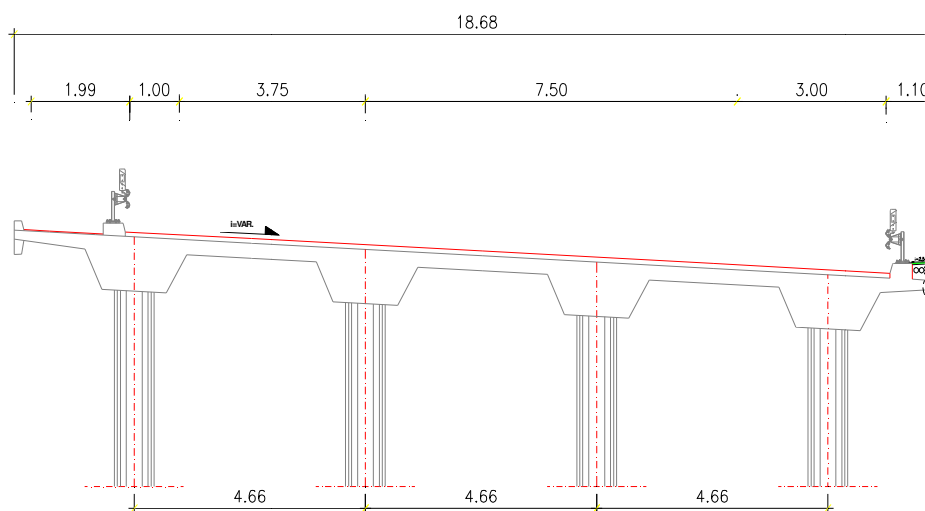


Figura 1 - Secção Transversal do Tabuleiro

Os pilares são em betão armado, em número de quatro por linha de apoio e por tabuleiro, e têm secção circular constante de 0,80 m de diâmetro. São ligados monoliticamente ao tabuleiro e ao maciço de encabeçamento de estacas, que tem 3,60 x 1,20 m<sup>2</sup> de dimensões em planta e 1,40 m de altura. Transversalmente os maciços estão ligados entre si por uma viga com 0,80 x 1,40 m<sup>2</sup> de secção.

Os encontros são perdidos, constituídos por sete montantes com secção rectangular de  $1,55 \times 0,60 \text{ m}^2$ , dispostos ortogonalmente à viga de estribo. Todos os montantes são ligados monoliticamente à viga de estribo, que tem 0,60 m de altura e ao maciço de encabeçamento de estacas, contínuo para todos os montantes. As estacas são colocadas por forma a, sempre que possível, ficarem com o seu eixo coincidente com a face do montante. O maciço de encabeçamento tem 1,40 m de altura.

Os materiais a adoptar na construção da PI 14 são:

- a. Betão da classe C25/30 na execução das estacas, maciços de encabeçamento e nos encontros;
- b. Betão da classe C30/37 na elevação dos pilares e tabuleiro;
- c. Aço da classe A500NR nos varões de aço das armaduras ordinárias;
- d. Aço da classe 1860/1670 nas armaduras de pré-esforço.

## 2.2 - Modelos de cálculo

A determinação dos valores característicos dos esforços nos vários elementos constituintes da obra de arte e dos deslocamentos, devidos a solicitações estáticas, foi efectuada por meio de modelos de pórtico plano e de grelha, os quais foram resolvidos automaticamente em computador através do programa SAP2000. Os efeitos do sismo foram determinados recorrendo a uma análise dinâmica do modelo tridimensional, e utilizando os espectros de resposta do RSA.

A verificação da segurança das peças em relação aos estados limites últimos de rotura foi efectuada nos moldes estipulados pelo REBAP. No que respeita às secções de betão armado pré-esforçado, foi utilizado um programa de cálculo automático.

## 2.3 - Acções de projecto

Considerando as disposições do RSA e recorrendo aos desenhos de dimensionamento da obra podem obter-se as solicitações abaixo indicadas.

Todos os valores de cargas apresentados de seguida referem-se a uma nervura.

## 2.4 - Acções permanentes

### 2.4.1 - Peso próprio

Nos anexos de cálculo foram determinadas as características geométricas das nervuras. De acordo com estas características foi determinado o valor do peso próprio estrutural, multiplicando a área da secção pelo peso específico do betão ( $25 \text{ kN/m}^3$ ).

$$PP = 2.34 \times 25 = 58.5 \text{ kN/m}$$

## 2.4.2 - Restante carga permanente

Elemento Estrutural	Valor de Cálculo
- <i>tapete betuminoso</i>	$p = 0.10 \times 5.00 \times 25 = 12.5 \text{ kN/m}$
- <i>lancil</i>	$p = 0.45 \times 0.25 \times 25 = 2.8 \text{ kN/m}$
- <i>perfil metálico de segurança</i>	$p = 0.50 \text{ kN/m}$
- <i>guarda corpos</i>	$p = 0.50 \text{ kN/m}$
- <i>passeio</i>	$p = 0.50 \times 0.25 \times 24 = 3.1 \text{ kN/m}$
- <i>cornija</i>	$p = 2.20 \text{ kN/m}$
	<b><math>p = 21.60 \text{ kN/m}</math></b>

## 2.4.3 - Pré-esforço

No que respeita ao pré-esforço, considerou-se a actuar na estrutura as cargas resultantes do pré-esforço, tendo em conta que se trata 3 cabos de 12 cordões de 150 mm de diâmetro.

O traçado de cabo adoptado é parabólico do 2º grau com excentricidade máxima no meio vão central e apoios sobre os pilares. Nos desenhos de construção apresentam-se todas as cotas notáveis do cabo resultante relativamente ao fundo das nervuras, cotas estas que serviram para a definição das cargas equivalentes ao pré-esforço.

## 2.4.4 - Retracção e Fluência

Os efeitos foram determinados em cada fase de execução do tabuleiro, assimilando-os aos de uma diminuição uniforme de temperatura de 15 °C.

Relativamente à fluência foi considerado um coeficiente igual a 2.35 na determinação dos deslocamentos nos apoios.

## 2.5 - Acções variáveis

### 2.5.1 - Variações de temperatura

Consideraram-se para a obra, devido a efeitos sazonais, variações uniformes de temperatura de  $\pm 15$  °C. Considerou-se uma variação diferencial de temperatura de  $\pm 5$  °C, positiva na face superior.

### 2.5.2 - Sobrecarga uniforme e linear

Em face das dimensões da obra considerou-se o veículo tipo a sobrecarga mais desfavorável.

### 2.5.3 - Veículo-tipo

$$V = 6 \times 100.0 = 600.0 \text{ kN}$$

### 2.5.4 - Acções sísmicas

Considerou-se a obra na zona sísmica A, tendo-se realizado uma análise dinâmica sobre o modelo tridimensional, determinando-se os esforços devido ao sismo recorrendo aos espectros de respostas do RSA.

## 2.6 - Coeficientes de combinação

Os esforços induzidos pelas acções referidas no ponto anterior foram combinados de acordo com as seguintes regras, para os estados limites últimos:

1) Acção base da combinação: sobrecargas

$$S_d = \gamma_g \times S_G + \gamma_q \times S_Q + \sum (\gamma_{pi} \times S_{pi})$$

com os seguintes valores dos coeficientes de segurança conforme a acção era favorável ou desfavorável à segurança:

- peso próprio	$\gamma_g=1,0$ ou $1,5$
- restante carga permanente	$\gamma_g=1,0$ ou $1,5$
- retracção	$\gamma_g=0,9$ ou $1,2$
- pré-esforço	$\gamma_g=0,9$ ou $1,2$
- variação de temperatura	$\gamma_p=0$ ou $0,9$
- sobrecargas	$\gamma_p=0$ ou $1,5$

2) Acção base da combinação: sismo

$$S_d = \gamma_g \times S_G + \gamma_q \times S_E + \sum (\gamma_{pi} \times S_{pi})$$

com os seguintes valores dos coeficientes de segurança:

- peso próprio + restante carga permanente	$\gamma_g=1,0$
- retracção	$\gamma_p=0,9$ ou $1,2$
- pré-esforço	$\gamma_g=0,9$ ou $1,2$
- variação de temperatura	$\gamma_p=0$ ou $0,3$
- sismo	$\gamma_p=1,5$

Para a verificação do estado limite de descompressão considerou-se a seguinte combinação quase permanentes de acções:

$$S_{qp} = \gamma_g S_G + \sum \gamma_{pi} S_{pi}$$

com os seguintes valores dos coeficientes de segurança:

- peso próprio + restante carga permanente	$\gamma_g=1,0$
- pré-esforço	$\gamma_g=1,0$
- variação de temperatura	$\gamma_p=0,3$
- sobrecargas	$\gamma_p=0,2$

### 3. - Análise da estrutura

#### 3.1 - Considerações gerais

Está previsto que a passagem inferior seja executada numa só fase, pelo que os esforços na estrutura foram determinados na análise de um pórtico com 38 m de comprimento.

As solicitações variáveis foram posicionadas quer longitudinalmente quer transversalmente, tendo em conta, qualitativamente, os valores máximos das linhas de influência das secções em estudo.

#### 3.2 - Resultados do cálculo

Os resultados dos cálculos efectuados dizem respeito a momentos flectores, esforços transversos, reacções de apoio, deslocamentos e rotações. Os valores dos esforços e reacções encontram-se nos anexos de cálculo.

### 4. - Verificação da segurança do tabuleiro na direcção longitudinal

#### 4.1 - Segurança relativa ao estado limite de descompressão

##### 4.1.1 - Considerações gerais

As tensões nas nervuras foram determinadas para a situação de longo prazo considerando-se uma força por cordão igual a 1867 kN (tensionamento dos cabos a 75% da tensão de rotura), e que a armadura de pré-esforço corresponde a 3 cabos de 12 cordões de 150 mm de diâmetro.

##### 4.1.1.1 - Tensões nas secções. Verificação da descompressão

Na Figura 2 apresenta-se o diagrama de momentos flectores para a combinação quase permanente de acções e na Figura 3 apresentam-se as tensões nas fibras superior e inferior das nervuras. O sinal positivo das tensões diz respeito a tracções.

### Diagrama de Momentos Flectores - Combinação QP de acções

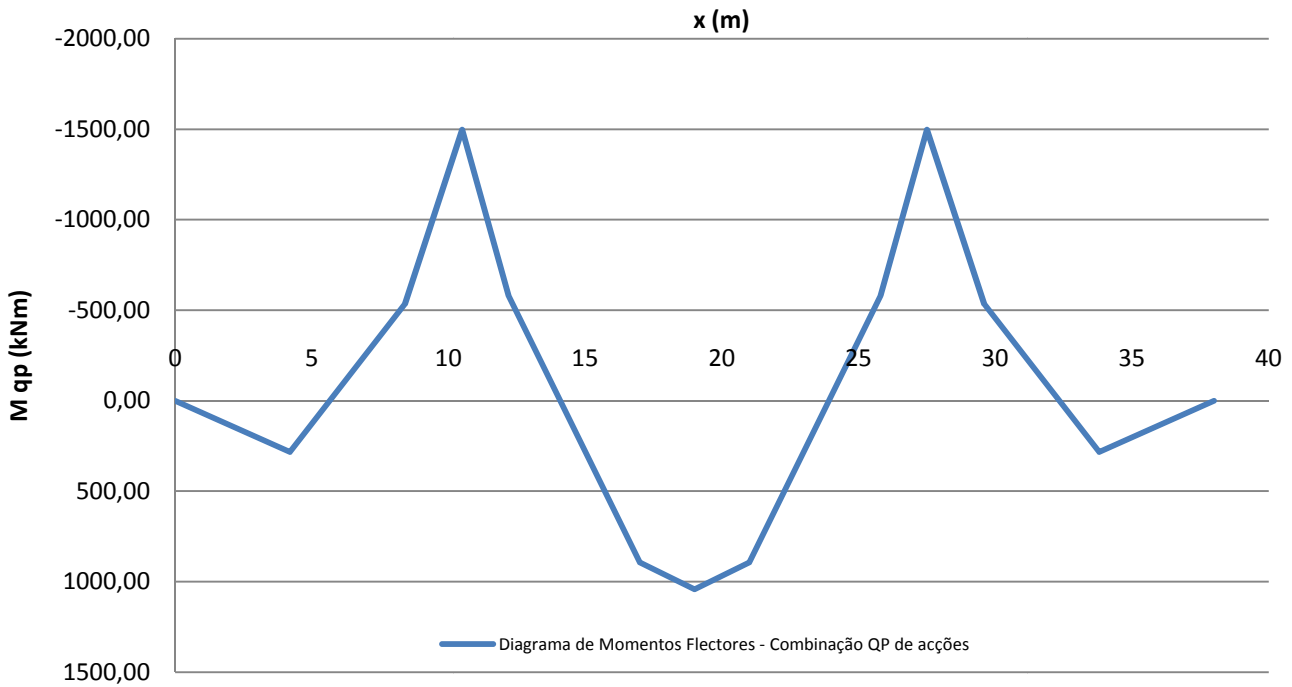


Figura 2 - Momentos Flectores - Combinação Quase-Permanente

### Tensões a Longo Prazo - Combinação Quase Permanente de Acções

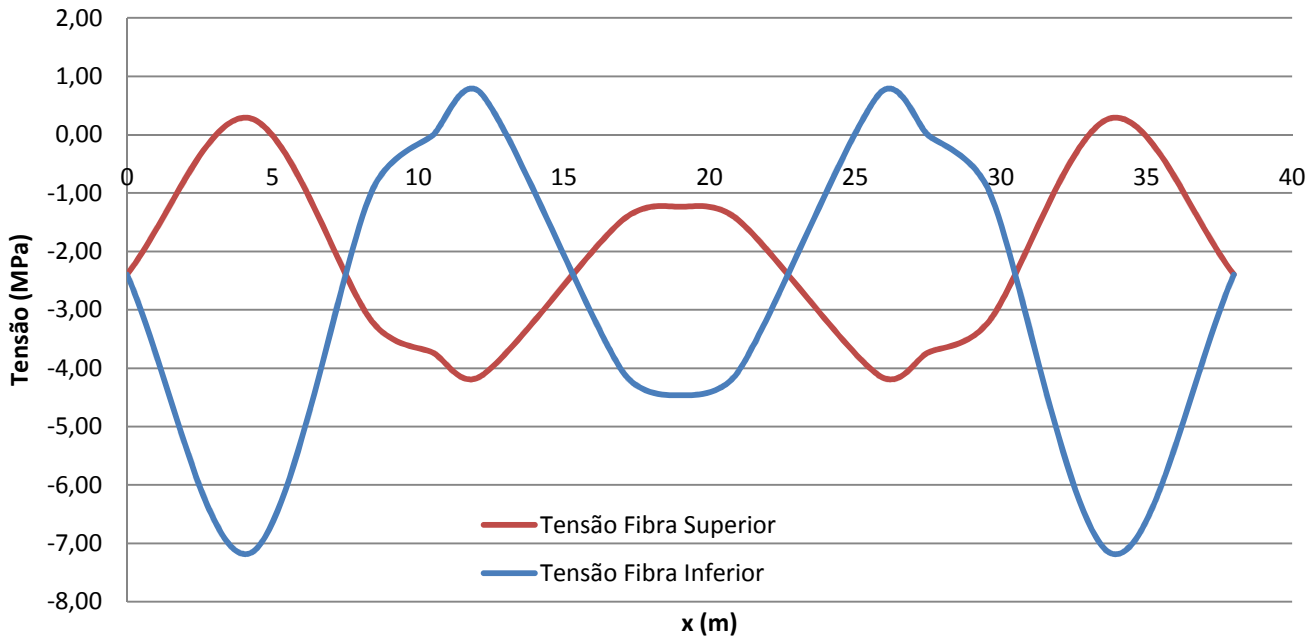


Figura 3 - Tensões (MPa) - Estado Limite Descompressão

Verifica-se que as secções estão contidas num intervalo de tensões entre -7,17 MPa e 0,68 MPa. Em relação às fibras que estão traccionadas, que pertencem às secções do apoio, garante-se que o betão consegue suportar essas tracções, pois  $f_{ctd}(C30/37) = 1,33 \text{ MPa}$ . A

tensão máxima de compressão cifra-se na casa dos -6,4 MPa o que se aceite como valor aceitável de compressão.

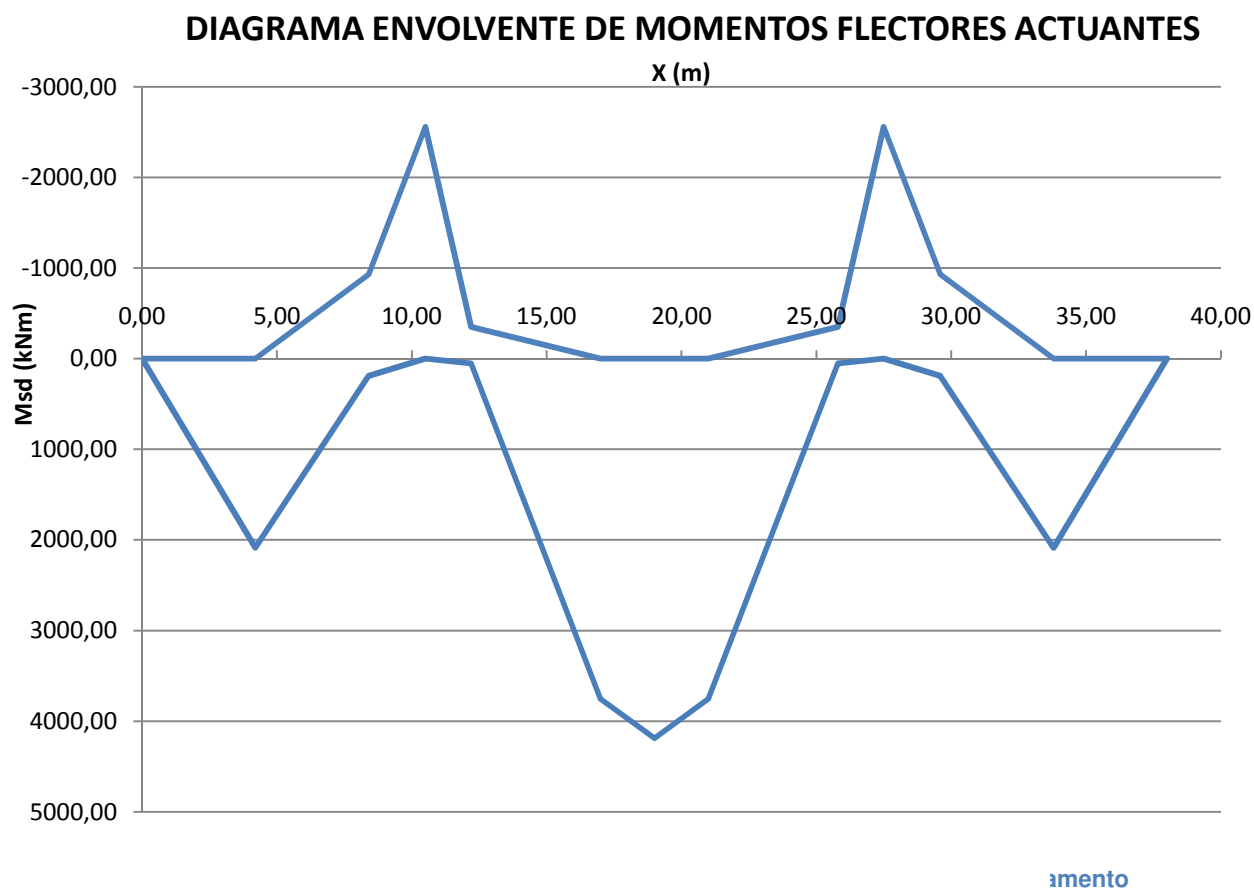
## 4.2 - Segurança em relação aos estados limite últimos

### 4.2.1 - Considerações gerais

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência foi efectuada em relação à rotura. Os momentos flectores resistentes foram determinados recorrendo a um programa de cálculo.

### 4.2.2 - Momentos flectores de dimensionamento

Na Figura4 apresenta-se o diagrama envolvente de momentos flectores de dimensionamento, considerando a sobrecarga rodoviária como acção variável de base. Neste diagrama inclui-se a componente hiperstática do pré-esforço.



### 4.2.3 - Momentos flectores resistentes

As hipóteses de deformação admitidas no programa de cálculo para determinação do momento flector resistente de secções de betão armado e de betão armado pré-esforçado,

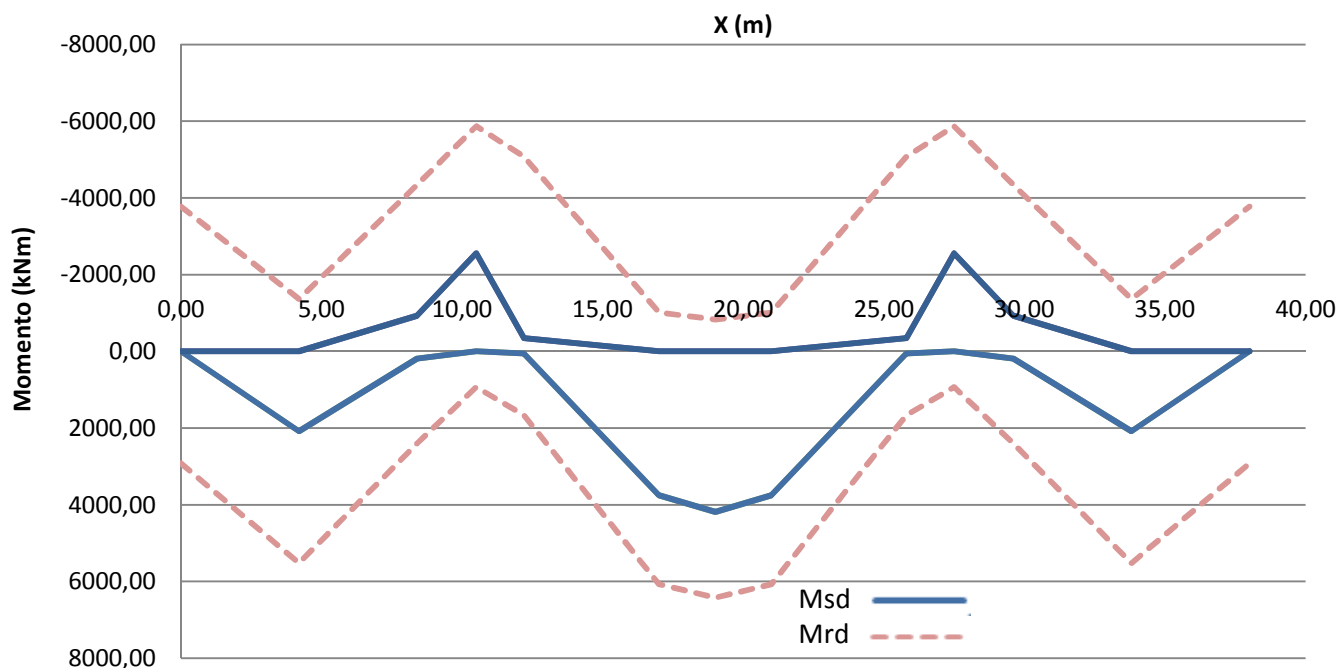
sujeitas a flexão simples e a flexão composta com compressão ou com tracção, são as descritas a seguir e correspondem às prescrições do Regulamento do CEB e do REBAP:

- a) As secções permanecem planas após a deformação;
- b) As armaduras sofrem as mesmas variações de deformação que o betão adjacente;
- c) Não é considerada a resistência do betão à tracção;
- d) O encurtamento máximo do betão é de 3,5%;
- e) A extensão máxima de armadura passiva é de 10%. O seu encurtamento máximo será limitado a 3,5%;
- f) A deformação total das armaduras activas é avaliada tendo em conta o alongamento prévio que corresponde ao valor representativo da força de pré-esforço e à variação do alongamento para além do alongamento prévio. O valor representativo tomado para a força de pré-esforço na verificação da capacidade resistente da secção corresponde apenas à parcela isostática, tomada como esforço resistente. A parcela hiperstática é considerada como actuante.

Os diagramas considerados para as relações tensões-deformações para o betão e aços passivos e activos, são igualmente as recomendadas por aqueles Regulamentos.

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas de momentos flectores actuantes e resistentes da nervura do intradorso e extradorso.

### DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES ACTUANTES E RESISTENTES



#### 4.2.4 - Esforço transversal resistente

A verificação do esforço transversal foi efectuada para as secções de eixo de apoio e de alteração de armadura transversal.

A formulação usada para a verificação ao esforço transversal é a preconizada no REBAP, onde:

$$V_{cd} = \beta \times \tau_1 \times b_w \times d$$

sendo  $\tau_1 = 850$  MPa para C30/37 e  $\beta = 1 + \frac{M_o}{M_{sd}}$

$$V_{wd} = 0,90 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd}$$

sendo  $f_{syd} = 435$  MPa para o aço A500, obtendo-se

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

## 5. - Verificação da segurança do tabuleiro da direcção transversal

### 5.1 - Segurança aos estados limites últimos das consolas laterais

#### 5.1.1 - Esforços actuantes

Tendo em conta que o balanço das consolas é variável, foi dimensionada a secção mais condicionante. Como carga permanente considerou-se aplicado, para além do peso próprio estrutural, a restante carga permanente correspondente à viga de bordadura, guarda corpo, lancis e passeio. De acordo com os desenhos de construção, aplicou-se as cargas correspondentes aos elementos referidos, tendo em conta a sua localização.

Relativamente ao veículo tipo, os momentos flectores no encastramento foram determinados recorrendo às superfícies de influência de Homborg-Ropers. Considerou-se a acção de acidente correspondente à situação do veículo se colocar na ponta da consola.

- Cargas Permanentes

$$m_{CP} = - (2,72+7,23) = -9,95 \text{ kNm/m}$$

- Veículo - Tipo

$$m_{VT} = - 100 \times -(0,576+2 \times 0,30) = -117,6 \text{ kNm/m}$$

- Esforços de Dimensionamento

$$m_{Sd} = - 9,95 - 117,6 = - 127,55 \text{ kNm/m}$$

### 5.1.2 - Dimensionamento das armaduras

De acordo com os esforços acima referidos temos:

$$\mu = 0,159$$

$$\omega = 0,173$$

$$A_s = 15,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## 5.2 - Segurança aos estados limites últimos da laje entre nervuras

### 5.2.1 - Esforços actuantes

Dada a diferença de rigidez entre a laje entre nervuras e as nervuras, considerou-se que a primeira se encontra encastrada pelas segundas.

Os esforços actuantes dizem respeito às cargas permanentes e sobrecarga rodoviária correspondente ao veículo tipo. Relativamente ao veículo tipo, este foi colocado na posição mais desfavorável para o esforço em questão, tendo em conta o andamento qualitativo das superfícies de influência, tendo-se determinado os momentos flectores recorrendo a superfícies de influência.

Para determinação do momento positivo no apoio devido ao efeito provocado pelo veículo quando este se situa sobre uma nervura recorreu-se ao modelo de viga bi-encastrada calculado no programa SAP2000.

- Esforços de Combinados

$$M_{CP+VT}^+ = 179,7 \text{ kNm/m}$$

$$M_{CP+VT}^- = -269,8 \text{ kNm/m}$$

- Esforços de dimensionamento:

Apoio:

$$M_{Sd}^- = -1.5 \times (269,8) = -404,7 \text{ kNm/m}$$

Vão:

$$M_{Sd}^+ = 1.5 \times (179,7) = 269,6 \text{ kNm/m}$$

### 5.2.2 - Dimensionamento das armaduras

Apoio:

$$A_s^- = \frac{Mrd}{0,9df_{syd}} = \frac{404,7}{0,9 \times 0,22 \times 435 \times 10^3} = 46,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vão:

$$A_s^+ = \frac{Mrd}{0,9df_{syd}} = \frac{269,6}{0,9 \times 0,22 \times 435 \times 10^3} = 31,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## 5.3 - Segurança aos estados limites últimos das carlingas de apoio

### 5.3.1 - Esforços actuantes

De acordo com os desenhos de construção, a carlinga foi dimensionada considerando-a simplesmente apoiada nos aparelhos de apoio. Os dados e resultados do cálculo automático encontram-se em anexo.

Para além do seu peso próprio, consideraram-se as solicitações correspondentes às reacções de apoio das nervuras (carga permanente do tabuleiro), à acção directa do veículo tipo de 600 kN sobre a carlinga e a acção do sismo. A combinação em que a variável base é a sobrecarga (Veículo tipo) é a combinação mais desfavorável.

### 5.3.2 - Dimensionamento das armaduras

- Flexão

Os momentos flectores máximos são para a combinação de acções considerando a sobrecarga do tabuleiro como acção variável de base:

$$M_{Sd} = -555,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 85,9 \text{ kNm}$$

Para estes momentos de cálculo temos:

$$A_s^- = 14,68 \text{ cm}^2$$

$$A_s^+ = 2,25 \text{ cm}^2, \text{ sendo } A_{s,\text{mín.}} = 13,92 \text{ cm}^2.$$

## 6. - Verificação da segurança dos pilares e das suas fundações

### 6.1 - Considerações gerais

Os pilares são em betão armado, de secção circular com 0.80 m de diâmetro. A ligação dos pilares ao tabuleiro é monolítica. As fundações dos pilares são indirectas por intermédio de estacas de betão armado moldadas *in situ*, com 0.80 m de diâmetro. O maciço de encabeçamento das estacas tem 3.60 x 1.20 x 1.40 m<sup>3</sup> de dimensões. Transversalmente os maciços estão ligados entre si por uma viga com 0,80 x 1,40 m<sup>2</sup> de secção.

Far-se-á de seguida a verificação da segurança dos pilares, bem como a das suas fundações.

### 6.2 - Esforços actuantes

#### 6.2.1 - Considerações gerais

Os esforços nos pilares foram determinados recorrendo ao modelo tridimensional da estrutura. Para além dos esforços induzidos pelo tabuleiro devido à carga permanente e às acções variáveis verticais, os esforços de flexão nos pilares dizem respeito também às acções

horizontais, estáticas e dinâmicas que solicitam a estrutura. Estas acções estáticas dizem respeito ao efeito da temperatura, retracção, fluência e pré-esforço, sendo a dinâmica o sismo.

## 6.3 - Segurança dos pilares

### 6.3.1 - Esforços de cálculo

Na determinação dos esforços de dimensionamento foram realizadas quatro combinações, uma vez que o sismo é manifestamente mais condicionante que a variação uniforme de temperatura:

- 1 - SC acção variável de base (para máx. Nsd)
- 2 - SC acção variável de base (para máx. Msd)
- 3/4 - Sismo acção variável de base (+/-)

Na determinação dos esforços devido à acção sísmica foi considerado um coeficiente de comportamento  $\eta = 2.0$ , relativo a estruturas de ductilidade normal.

Combinação	Elemento	Nó	FX	FY	FZ	MY	MZ
1	P9	22	4083,094	-16,434	3,8082	45,9459	-130,307
1	P9	9	3874,053	-16,434	3,8082	-136,307	45,9459
2	P9	22	3742,205	-21,249	-18,909	62,7486	86,9084
2	P9	9	3533,163	-21,249	-18,909	-172,898	-122,79
3	P9	22	2098,439	-264,073	-10,624	-1470,14	51,4681
3	P9	9	1959,078	-264,73	-10,624	1467,048	-66,7254

### 6.3.2 - Momentos flectores resistentes

De acordo com os diagramas de interacção de esforços (M-N) para secções circulares, determinou-se a armadura a adoptar para os pilares. Foi dimensionado o pilar abaixo referido e adoptada a mesma armadura para os restantes.

De acordo com o modelo global do SAP2000, temos para a combinação sísmica (3):

Base (Pilar P9):

$$\mu_y = 0.18$$

$$\mu_z = 0.008$$

$$v = 0.21$$

$$\omega = 0.6$$

$$A_{s_{tot}} = 138.66 \text{ cm}^2$$

e para a combinação 2

Topo (Pilar P9):

$$\mu_y = 0.02$$

$$\mu_z = 0.015$$

$$v = 0.35$$

$$\omega = 0.0$$

## 6.4 - Segurança das fundações

### 6.4.1 - Esforços no maciço de encabeçamento

Na determinação dos esforços no maciço foram realizadas três combinações de acções:

- 1 - Combinação rara de acções (para  $N_{máx}$ )
- 2 - Combinação rara de acções (para  $M_{máx}$ )
- 3 - Combinação de acções em que o sismo não foi majorado

Combinação	Nó	Fx	Fy	Fz	Mx	My
1	22	-14,137	-8,149	2700,324	18,3464	-65,4953
2	22	-13,012	-10,436	2459,933	25,1081	-61,4558
3	22	-11,537	-178,382	1911,954	980,0095	-57,2727

### 6.4.2 - Verificação da segurança exterior das estacas

			Esforços no centro do maciço			Esforços Axiais nas estacas	
Combinação	Nó	Ppmaciço	Ntotal	Mx	Fy	Nmin	Nmáx
1	22	160,34	2860,66	6,94	-8,15	1426,68	1433,98
2	22	160,34	2620,27	10,5	-10,44	1304,61	1315,66
3	22	160,34	2072,29	1229,74	-178,38	388,91	1683,38

$$N_{sd,máx} = 1683,38 \text{ kN}$$

A resistência de ponta das estacas é dada por:

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad [kgf]$$

sendo

$r_p$  - resistência do penetrómetro ao nível da ponta da estaca

$r_p = 4 \text{ N (kgf/cm}^2\text{)}$  sendo N o número de pancadas SPT

$A_p$ : área de secção transversal da estaca

Penetrando a estaca cerca de  $5\Phi$  na camada onde  $N_{SPT} = 60$  temos:

$$R_p = 4 \times 60 \times A_p = 12060 \text{ kN}$$

Considerando um factor de segurança de 3 obtém-se

$$R'_p = 4020 \text{ kN}$$

Desprezando a resistência lateral da estaca temos

$$R_T = R'_p$$

$$R_T = 4020 \text{ kN} > N_{sd,máx}$$

A segurança está assim garantida.

### 6.4.3 - Verificação da segurança aos estados limites últimos

#### 6.4.3.1 - Maciço de encabeçamento das estacas

Usando o quadro anterior, deduz-se para o máximo esforço axial de:

$$N_{sd,máx} = 1683,38 \text{ kN}$$

Recorrendo a um modelo de escoras e tirantes, a armadura inferior é igual a:

Tirante:

$$T_{sd} = N_{sd,Max} \times (v - 0,25 \times a) / (0,85 \times d)$$

Sendo

v – distância do eixo da estaca à face do pilar

a – dimensão do pilar na direcção das armaduras

d – altura útil do maciço

Obtendo-se:

$$T_{sd} = 1352,17 \text{ kN}$$

$$A_s = 31,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## 7. - Verificação da segurança dos aparelhos de apoio

### 7.1 - Considerações gerais

Os aparelhos de apoio previstos são em neoprene cintado ancorado. As características a adoptar para os aparelhos devem respeitar o referido nos desenhos de construção, apresentando-se de seguida um justificativo para as dimensões indicadas.

### 7.2 - Esforços Actuantes

Nos anexos de cálculo apresentam-se as reacções obtidas para cada acção e nervura. Reacções verticais nos encontros, por nervura (valores obtidos da combinação em que a acção variável base é a sobrecarga):

$$R_{máx} = 1052,89 + 150,54 = 1203,43 \text{ kN}$$

$$R_{min} = 258,33 + 130,52 = 388,85 \text{ kN}$$

### 7.3 - Deslocamentos

Os deslocamentos a acomodar pelos aparelhos de apoio são longitudinais, pois transversalmente considera-se a obra travada nos encontros.

Deslocamentos nos encontros:

$$\delta_{ret} = -0,0016 \text{ m}$$

$$\delta_{peesf} = -0,0011 \text{ m}$$

$$\delta_{Temp.Unif} = -0,0016 \text{ m}$$

$$\delta_{Sismo} = -0,0645 \text{ m}$$

Utilizando um coeficiente de fluência igual a 2.35, o deslocamento máximo a absorver é:

$$\delta_{x,m\acute{a}x} = -3,35 \times 0,001 - 0,0016 - 0,0645 = -0,06979 \text{ m}$$

### 7.4 - Verificação de Segurança

As dimensões e características dos aparelhos de apoio previstos estão resumidas no quadro seguinte.

Aparelho de apoio				
Nmáx (kN)	Nmín (kN)	a x b (mm <sup>2</sup> )	h (mm)	δmáx (mm)
1337	0	300 x 400	105	77

As dimensões do aparelho de apoio foram determinadas em catálogos da especialidade tendo em conta em tensão máxima admissível de 12 MPa e mínima de 3 MPa.

## 8. - Verificação da segurança dos encontros

### 8.1 - Considerações gerais

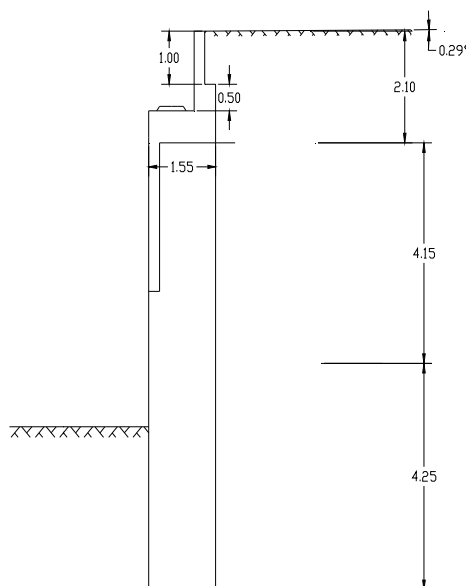
Foi verificada a segurança do encontro Sul por ser o mais condicionante. Uma vez que a altura dos encontros é variável, a estabilidade foi apenas verificada para a secção mais condicionante tendo-se adoptado as mesmas dimensões e armaduras nas restantes secções.

Os betões a usar na construção dos encontros serão o C25/30, o aço a usar será da classe A500NR.

### 8.2 - Critérios de Cálculo e Acções

Para a secção mais condicionante do encontro foram efectuados os cálculos relativos à verificação da segurança aos estados limites últimos de equilíbrio, (derrubamento e deslizamento), tensões na fundação e verificação dos estados limites últimos de resistência dos elementos de betão armado.

Foi utilizado o programa SAP2000 para a determinação dos esforços. O programa processa o cálculo das acções devidas ao peso próprio do encontro, peso das terras sobre a sapata, impulsos de terras e acção do sismo nas terras. As acções devidas às reacções do tabuleiro na viga de estribo são fornecidas como dados do programa. A definição geométrica do gigante do encontro é dada de acordo com a Figura 5 e as dimensões da viga de estribo e muro de testa de acordo com os desenhos de construção.



**Figura 5 - Definição geométrica dos encontros**

As acções que se consideraram para o dimensionamento do encontro foram:

- O peso próprio do encontro;
- A acção sísmica (transversal ao pórtico) resultante da interacção do encontro com os aparelhos de apoio;
- O peso próprio da estrutura que está acima do encontro (carlinga e tabuleiro);
- O impulso das terras.

### 8.2.1 - Verificação dos estados limites últimos dos montantes

Para a dedução de esforços nos montantes foi utilizado o programa SAP2000. Foi simulado um pórtico com as acções mencionadas anteriormente e chegou-se aos seguintes esforços de dimensionamento dos montantes (foi seleccionado o montante com esforços mais desfavoráveis e para os outros adoptou-se a mesma armadura):

$$M_{sd} = 1626,83 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = -1263,64 \text{ kN}$$

Base do montante:

$$\mu_y = 0.208$$

$$v = 0.09$$

$$\omega = 0.37$$

$$A_{s_{tot}} = 121,09 \text{ cm}^2$$

### 8.2.2 - Segurança Exterior

Em termos de estabilidade a combinação onde intervém o sismo é a mais condicionante.

Na base da sapata temos:

Força estabilizante = 2473,46 kN/m

Força instabilizante = 1793,12 kN/m

Factor de segurança ao deslizamento = 1,38

No vértice inferior do lado exterior do maciço, temos:

Momento estabilizante = - 5908,39 kNm

Momento instabilizante = 1883,03 kNm

Factor de segurança ao derrube = 1883,03 kNm

Sendo a estrutura fundada em estacas, a garantia de não deslizamento e não derrube é dada pela resistência das estacas. No entanto fica a indicação dos coeficientes de segurança.

#### 8.2.2.1 - Verificação da segurança exterior das estacas

##### Esforços na base e centro do maciço (para CP + Sismo)

Esforço normal = 2764,66 kN

Momento = 1081,20 kN

##### Esforço axial por estaca (duas estacas por contraforte)

$N_{e,máx} = 2764,66 / 2 + 1081,20 / 2 = 1951,38 \text{ kN}$

$N_{e,min} = 2764,66 / 2 - 1081,20 / 2 = 813,30 \text{ kN}$

A resistência de ponta das estacas é dada por:

$$R_p = r_p A_p \quad [\text{kgf}]$$

sendo

$r_p$ : resistência do penetrometro ao nível da ponta da estaca

sendo  $r_p = 4 \text{ N (kgf/cm}^2)$  sendo N o número de pancadas SPT

$A_p$ : área de secção transversal da estaca

Penetrando a estaca cerca de 5  $\Phi$  na camada onde  $N_{SPT} = 60$  temos:

$$R_p = 4 \cdot 60 \cdot A_p = 12064 \text{ kN}$$

Considerando um factor de segurança de 3 obtém-se

$$R'_p = 4022 \text{ kN}$$

A resistência lateral das estacas é dada por:

$$R_l = \frac{1}{200} \sum r_p^i A_l^i \quad [\text{kg}]$$

sendo

$r_p^i$ : resistência do penetrómetro ao nível lateral da estaca na zona i

$r_p = 4 \text{ N (Kg/cm}^2\text{)}$  sendo N o número de pancadas SPT

$A_l^i$ : área lateral da estaca na zona i

Considerando apenas a contribuição da zona onde  $N_{\text{SPT}} = 60$ , em que o comprimento de penetração é igual a 5 m, temos:

$$R_l = 1508 \text{ kN}$$

Considerando um factor de segurança de 3 obtém-se

$$R'_l = 503 \text{ kN}$$

A resistência total da estaca é assim de:

$$R_T = R'_l + R'_p$$

$$R_T = 4525 \text{ kN} > N_{e, \text{máx}}$$

Pelo que a segurança está garantida.

### 8.2.3 - Segurança Interior

#### 8.2.3.1- Verificação dos estados limites últimos do encontro (patim)

Para o dimensionamento do encontro foi usado o modelo de pórtico tridimensional como se pode visualizar nos anexos de cálculo. Para o dimensionamento do encontro foi usado os esforços que foram calculados no dimensionamento da carlinga.

O modelo usado revela (devido aos pilares serem bastantes rígidos) momentos no meio vão superiores aos momentos no apoio. Então os esforços de dimensionamento são:

$$m_{sd}^+ = 2658,72 \text{ kNm}$$

$$m_{sd}^- = 2074,76 \text{ kNm}$$

Armaduras de flexão:

$$\mu^+ = 2,681$$

$$As^+ = 228,6 \text{ cm}^2$$

$$\mu^- = 1,86$$

$$As^- = 158,6 \text{ cm}^2$$

### 8.2.3.2- Verificação dos estados limites últimos do maciço de encabeçamento

#### Esforços de dimensionamento na base e centro do maciço (para CP + Sismo)

$$N_{sd} = 2089,66 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 2169,55 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 387,66 \text{ kN}$$

#### Esforços de por estaca (duas estacas por montante)

$$N_{sd,e,máx} = 2089,66 / 2 + 2169,55 / 2 = 2129,61 \text{ kN}$$

$$M_{sd,e,Min} = 2089,66 / 2 - 2169,55 / 2 = -39,95 \text{ kN}$$

Recorrendo a um modelo de escoras e tirantes, a armadura inferior é igual a:

Tirante:

$$T_{sd} = N_{sd,e,máx} \times (v - 0,25 \times a) / (0,85 \times d)$$

sendo:

v – distância do eixo da estaca à face do montante

a – dimensão do pilar na direcção das armaduras

d – altura útil do maciço

obtendo-se:

$$T_{sd} = 2003,86 \text{ kN}$$

$$As = 45,996 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura transversal aos eixos das estacas foi determinada considerando o maciço bi-encastrado nos montantes sujeito à acção do peso das terras sobre ele. Assim, temos (máximo esforço):

$$PP_{\text{solo}} + PP_{\text{maciço}} = 9,5 \times 19 + 1,4 \times 1 \times 25 = 210 \text{ kN/m}^2$$

$$m_{sd}^- = -151,2 \text{ kNm/m}$$

$$v_{sd} = 252 \text{ kN/m}$$

#### Armaduras de flexão

$$\mu^{\cdot} = 0,08$$

$$A_s = 3,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## 9. - Conclusão

Depois da realização do Projecto de Execução de Uma Passagem Inferior de Três Vãos em Betão Armado e Pré-Esforçado chegou-se às seguintes conclusões:

Este projecto permitiu alargar conhecimentos fundamentais para o dimensionamento de estruturas em betão Armado e Pré-Esforçado, consolidar e mecanizar métodos para a resolução de próximos desafios;

Permitiu perceber que o processo da modelação e concepção é importantíssimo para que possamos por um lado extrair o máximo de informação possível do nosso modelo e por outro que este contenha o mínimo de erros possíveis.