

SUBCONCESSÃO DO PINHAL INTERIOR

E.N. 238

LANÇO SERTÃ / OLEIROS

PROJECTO

VOLUME 18 – OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

VIADUTO S/ RIBEIRA PEQUENA (VRPQ)

MEMÓRIA DESCRITIVA

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	3
2	ELEMENTOS DE BASE	3
3	CONDICIONAMENTOS	4
3.1	CONDICIONAMENTOS GEOMÉTRICOS E RODOVIÁRIOS	4
3.2	CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS	4
3.3	CONDICIONAMENTOS TOPOGRÁFICOS	4
3.4	CONDICIONAMENTOS CONSTRUTIVOS	5
4	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	5
4.1	ASPECTOS GERAIS	5
4.2	DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	5
4.3	PROCESSO CONSTRUTIVO	7
5	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	8
5.1	REGULAMENTAÇÃO	8
5.2	VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	9
5.3	VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	10
5.4	ACÇÕES	11
5.4.1	Acções permanentes	12

5.4.2	Acções variáveis	12
5.4.3	Impulsos de terras	15
5.4.4	Acções de acidente – fase construtiva	16
5.4.5	Acções de acidente – fase de serviço	16
5.4.6	Outras acções.....	17
6	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	17
6.1	TABULEIRO	17
6.1.1	ANÁLISE LONGITUDINAL E TRANSVERSAL	17
6.1.2	ANÁLISE TRANSVERSAL.....	18
6.2	PILARES E FUNDAÇÕES.....	18
6.2.1	ANÁLISE ESTÁTICA	18
6.2.2	ANÁLISE DINÂMICA	19
7	MATERIAIS ESTRUTURAIS	19
8	DRENAGEM.....	20
9	ACABAMENTOS / EQUIPAMENTOS.....	20
10	CADERNO DE ENCARGOS	21
11	EQUIPA DE PROJECTO.....	21

ANEXO I – ÍNDICE DE PEÇAS DESENHADAS

<i>ALT.</i>	<i>Descrição</i>	<i>Elaborou</i>	<i>Data</i>

SUBCONCESSÃO DO PINHAL INTERIOR

E.N. 238

LANÇO SERTÃ / OLEIROS

PROJECTO

VOLUME 18 – OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

VIADUTO S/ RIBEIRA PEQUENA (VRPQ)

MEMÓRIA DESCRITIVA

1 INTRODUÇÃO

O Viaduto sobre a Ribeira Pequena situa-se entre o km 15+838 e o km 16+108 da EN 238 – Lanço Sertã / Oleiros, integrado na Subconcessão Pinhal Interior.

Nos capítulos seguintes destacam-se, entre outros aspectos:

- os elementos que serviram de base a esta fase do estudo;
- os principais condicionamentos considerados no desenvolvimento do estudo desta OAE;
- a descrição e justificação da solução estrutural adoptada;
- a apresentação os métodos de análise e dimensionamento estrutural preliminares;
- as acções e os critérios de dimensionamento;
- os materiais escolhidos para os vários elementos estruturais.

2 ELEMENTOS DE BASE

O desenvolvimento deste estudo foi baseado nos seguintes elementos:

- Volume 3 – Estudo Geológico-Geotécnico da EN 238, Lanço Sertã / Oleiros, na fase de Projecto, elaborado pela PLANVIA em Fevereiro/2011.
- Volume 4 – Traçado da EN 238, Lanço Sertã / Oleiros, na fase de Projecto, elaborado pela PLANVIA em Fevereiro/2011.

3 CONDICIONAMENTOS

3.1 CONDICIONAMENTOS GEOMÉTRICOS E RODOVIÁRIOS

Os principais condicionamentos geométricos do Viaduto resultam do Traçado Rodoviário.

O perfil transversal tipo considerado é constituído por:

- Bermas 2 x 1,50 m
- Vias de tráfego 2 x 3,50 m

Adoptam-se ainda dois passadiços de serviço laterais com 1,30 m de largura total, permitindo a instalação da guarda de segurança, da viga de bordadura e do guarda-corpos, cumprindo-se a largura útil de 0,60 m.

Em planta, o Viaduto está integrado numa curva circular com 350 metros de raio.

Em perfil longitudinal, o Viaduto está inserido num trainel ascendente com 2,25% de inclinação.

3.2 CONDICIONAMENTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

O traçado da EN 238 entre Sertã e Oleiros, insere-se na unidade paleográfica denominada Zona Centro-Ibérica, interessando sobretudo formações câmbrias e metamórficas, nomeadamente a Formação de Perais (C_{BP}) que se enquadra no Complexo Xisto-grauváquico, turbiditos, representada sobretudo por xistos argilosos e silto-argilosos, com intercalações de xistos grauvacóides e grauvaques, pontualmente recoberta por depósitos de cobertura recentes, alúvio-coluvionares (AI/Co), normalmente com pequeno ou modesto desenvolvimento.

As formações xisto-grauvacóides apresentam compacidade e resistências adequadas a fundações do tipo directo, admitindo tensões mínimas variáveis, entre 0,4 MPa e 0,6 MPa, dependendo da profundidade de instalação.

Está prevista a realização de 4 sondagens, com a realização de ensaios de penetração dinâmica SPT, de forma a se confirmar a cota de fundação estimada para os apoios.

3.3 CONDICIONAMENTOS TOPOGRÁFICOS

O Viaduto situa-se num vale relativamente encaixado, com o tabuleiro a cerca de 65 metros de altura máxima ao solo, variando em altitude aproximadamente entre as cotas 558,7 e 565,5.

O Viaduto transpõe a ribeira Pequena praticamente sem viés.

3.4 CONDICIONAMENTOS CONSTRUTIVOS

O método construtivo a adoptar para a obra tem em conta aspectos como:

- o grande vão a vencer de forma a ter em consideração a elevada altura em que se desenvolve a plena via;
- a minimização da interferência com o ambiente envolvente, nomeadamente com a ribeira Pequena e suas encostas escarpadas;
- o acesso de materiais e equipamentos ao local da obra;
- a observação dos critérios de segurança de forma a minimizar acidentes de trabalho durante a sua construção.

4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

4.1 ASPECTOS GERAIS

Tendo em conta os condicionalismos anteriormente referidos e seguindo as linhas do que foi proposto na fase anterior de Estudo Prévio, recorre-se a uma estrutura de médio/grande vão, reduzindo a quantidade de apoios nas encostas do vale da ribeira Pequena.

Tendo ainda em vista a racionalização de recursos do grupo construtor, nomeadamente a capacidade do equipamento disponível, propõe-se um viaduto com 130 metros de vão central construído pelo método dos avanços sucessivos, cujas aduelas estão limitadas a um peso máximo de 200 toneladas.

Assim, adopta-se uma estrutura com 270 metros entre eixos dos encontros, com a seguinte modulação de vãos:

$$70 + 130 + 70 = 270 \text{ m}$$

O Viaduto é formado por uma estrutura única para ambos os sentidos de circulação.

4.2 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Para o processo construtivo proposto, a solução estruturalmente mais eficaz para o tabuleiro é a viga-caixão de inércia variável.

O tabuleiro, em betão armado e pré-esforçado longitudinalmente, apresenta uma largura total de 12,60 m e é constituído por uma viga-caixão unicelular. A altura estrutural do tabuleiro varia parabolicamente entre 3,50 m a meio vão e 7,70 m sobre os apoios centrais.

A secção transversal do tabuleiro é constituída por duas almas inclinadas com 0,65 m de espessura junto aos pilares e 0,45 m na zona de vão e apoios extremos, as quais estão

ligadas inferiormente por uma laje de espessura variável entre 1,05 m junto aos pilares e 0,25 m a meio vão, e superiormente pela laje que comporta a faixa de rodagem, as bermas e os passadiços. Esta laje que corresponde ao banzo superior é de espessura variável transversalmente, quer na zona correspondente ao interior do caixão quer nas consolas laterais. Na zona interior com cerca de 7,0 m de vão livre, a sua espessura varia em 1,50 m entre 0,60 m junto às almas do caixão até 0,30 m no vão. As consolas laterais têm espessura variável de 0,20 m a 0,40 m em 1,45 m, seguida de uma concordância em superfície curva de 0,80 m de raio com a alma.

O tabuleiro está dotado de diafragmas rígidos sobre os apoios nos pilares e encontros. Estes diafragmas apresentam espessuras de 0,90 m sobre os encontros, 1,00 m sobre os pilares. Por forma a permitir o acesso ao interior dos caixões em todos estes elementos foram previstas aberturas para acesso de pessoas ou equipamentos.

O processo construtivo conduz à necessidade de se adoptarem duas famílias de cabos de pré-esforço: uma, com os cabos das consolas dispostos junto à face superior dos tabuleiros e que são aplicados à medida que vão sendo executadas as sucessivas aduelas; e outra, com os cabos de solidarização que garantem a continuidade e o fecho da obra após a execução das aduelas de fecho do tabuleiro. São previstas bainha de reserva para a fase construtiva: duas por alma para os cabos superiores, e uma por alma para os cabos inferiores.

Serão ainda previstos no tabuleiro os dispositivos necessários para uma futura instalação de pré-esforço exterior. As selas de desvio serão colocadas em maciços junto a laje do tabuleiro sobre os pilares e em septos salientes às almas aproximadamente a terços de vão.

Os pilares são formados por um fuste de secção constante em toda a altura, com geometria rectangular oca com 5,00 m x 7,30 m exteriormente e paredes com 0,60 m de espessura.

Os fustes encastram no tabuleiro através de uma ligação monolítica.

Os pilares possuem fundação do tipo directa através de sapatas com dimensões (previstas nesta fase e futuramente confirmadas em função dos resultados das sondagens) de 6,00 m x 8,00 m em planta e 1,70 m de altura.

Durante a fase construtiva, os pilares serão estabilizados através de cabos de pré-esforço que garantirão o seu equilíbrio e permitirão a correcção de eventuais desvios.

Os encontros E1 (lado Sertã) e E2 (lado Oleiros) possuem, respectivamente, cerca de 11,7 m e 12,4 m de altura média, e são do tipo perdido. São formados por uma viga de estribo apoiada em 4 gigantes, cujas dimensões gerais são detalhadas nas peças desenhadas. A contenção lateral do aterro de aproximação é feita por muros avenida a partir dos gigantes extremos. O acesso ao seu interior será feito através de uma porta lateral com 0,70 m x 1,70 m, sendo garantida uma largura livre entre a carlinga e o espelho de 1,80 m de forma a permitir o acesso de pessoas ou equipamentos, nomeadamente para a eventual aplicação de pré-esforço exterior.

Também os encontros possuem fundação directa por sapatas.

A ligação do tabuleiro aos encontros é realizada através de aparelhos de apoio de neoprene em panela unidireccionais, um por alma. Dessa forma, os encontros participam para a resistência às acções horizontais segundo a direcção transversal.

A transição do tabuleiro para os encontros é feita por juntas de dilatação estanques em neoprene.

A transição da obra de arte para o terrapleno é feita como habitualmente por intermédio de lajes de transição em toda a largura da faixa de rodagem com 5,00 m de comprimento e 0,30 m de espessura.

4.3 PROCESSO CONSTRUTIVO

A solução estrutural adoptada recorre à execução do tabuleiro por consolas simétricas a partir dos pilares pelo método dos avanços sucessivos.

Nas Peças Desenhadas, indica-se a sequência de execução da estrutura prevista nesta fase. De forma resumida, preconizam-se a seguir as principais fases de execução:

1. Execução das estruturas de contenção;
2. Execução das fundações, elevação dos pilares e encontros;
3. Construção da aduela do tabuleiro de encabeçamento dos pilares;
4. Montagem dos carrinhos de avanço;
5. Construção do tabuleiro em consola, por aduelas simétricas a partir dos pilares;
6. Construção das zonas do tabuleiro junto aos encontros sobre cavalete apoiado no solo;
7. Execução das aduelas de fecho do tabuleiro nos tramos extremos;
8. Execução da aduela de fecho do tabuleiro no tramo central;

9. Acabamentos.

Em relação a todos os restantes processos de execução de tabuleiros, pilares e encontros, seguir-se-ão os métodos habituais em obras de arte em betão armado e pré-esforçado.

5 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

5.1 REGULAMENTAÇÃO

Na análise e dimensionamento da estrutura, bem como na definição de acções e materiais, adoptam-se os critérios preconizados na regulamentação portuguesa de estruturas em vigor:

- RSA - Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983.
- REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983.
- NP EN 206-1 (2007)
Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.
- NP ENV 13670-1 (2007)
Execução de estruturas em betão – Parte 1: Regras gerais
- LNEC E 464 (2007)
Betões – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais.

Nos casos em que a regulamentação portuguesa é omissa, menos esclarecedora, menos adequada ou tecnicamente menos evoluída, e ainda, quando da sua aplicação resultarem situações menos conservativas, serão tomadas em consideração as disposições constantes nas recentes normas europeias, nomeadamente:

- NP EN 1990 (2009)
Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas
- NP EN 1991 (2009)
Eurocódigo 1 – Acções em estruturas
- NP EN 1992-1-1 (2010)
Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão
Parte 1-1 – Regras gerais e regras para edifícios.

- EN 1992-2 (October 2005) - English Version
Eurocode 2 – Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rules.
- NP EN 1998-1 (2010)
Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos
Parte 1 – Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.
- EN 1998-2 (November 2005) - English Version
Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance
Part 2 – Bridges.

5.2 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos é feita em termos de esforços com base na condição:

$$S_d \leq R_d$$

sendo S_d e R_d respectivamente, os valores de dimensionamento do esforço actuante e do esforço resistente.

Os valores de cálculo dos esforços actuantes são obtidos considerando as regras de combinação seguintes:

a) Combinações fundamentais em geral:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

b) Combinações fundamentais no caso da variável base ser a acção sísmica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Ed} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} S_{Qjk}$$

c) Combinações acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} S_{Qjk} \text{ , em que:}$$

S_{Gik} - esforços resultantes de acções permanentes consideradas com os seus valores característicos.

- S_{Q1k} - esforço resultante da acção variável base tomada com o seu valor característico.
- S_{Ed} - esforço resultante da acção sísmica tomada com o seu valor de projecto.
- S_{Qjk} - esforço resultante da acção variável de ordem j , distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico.
- S_{Fa} - esforço resultante da acção de acidente, tomada com o seu valor nominal.
- γ_{gi}, γ_q - coeficientes de segurança relativos às acções permanentes e variáveis, respectivamente.
- ψ_{0j}, ψ_{2j} - coeficientes de redução correspondentes à acção variável de ordem j .

Os valores dos coeficientes de segurança γ_{gi} e γ_q , são os seguintes (tomando-se os mais desfavoráveis):

- peso próprio da estrutura $\gamma_g = 1,35$ ou $1,0$
- pré-esforço $\gamma_g = 1,0$
- restantes cargas permanentes $\gamma_g = 1,5$ ou $1,0$
- acções variáveis $\gamma_q = 1,5$ ou $1,0$
- impulsos de terras $\gamma_g = 1,5$ ou $1,0$

Indicam-se adiante (ponto 5.4) os valores dos coeficientes de redução ψ_{0j}, ψ_{2j} para cada acção variável.

A verificação da segurança dos elementos estruturais face à acção sísmica tem em conta as disposições da EN 1998-2.

5.3 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Em relação aos Estados Limites de Utilização, consideram-se os seguintes estados:

- Estado Limite de Descompressão
- Estado Limite de Largura de Fendas
- Estado Limite de Deformação

A caracterização da exposição ambiental da estrutura é feita conforme indicado na norma EN 206-1 e na especificação LNEC E 464.

O estado limite de **descompressão** nos elementos em betão armado pré-esforçado é verificado em relação à combinação **quase permanente** de acções, isto é, considerando para efeitos de verificação de tensões no tabuleiro as seguintes combinações de momentos flectores:

$$M_{qp} = M_{pp} + M_{rcp} + M_{pre} + 0,2 M_Q + 0,3 M_{\Delta T}, \text{ em que:}$$

M_{pp} - Momentos devidos ao peso próprio

M_{rcp} - Momentos devidos às restantes cargas permanentes

M_{pre} - Momentos devidos ao pré-esforço incluindo os efeitos hiperestáticos

M_Q - Momentos devidos às sobrecargas rodoviárias

$M_{\Delta T}$ - Momentos devidos ao gradiente linear de temperatura entre as faces inferior e superior do tabuleiro

Em relação ao estado limite de **largura de fendas**, a verificação da segurança é feita para a combinação **frequente** de acções. As larguras máximas de fendas são limitadas a 0,1 mm para elementos pré-esforçados ou 0,2 mm para elementos de betão armado.

Os momentos flectores de cálculo para os estados limites de largura de fendas, particularmente em relação ao tabuleiro, são em geral:

$$M_{freq} = M_{pp} + M_{rcp} + M_{pre} + \max (0,4 M_Q + 0,3 M_{\Delta T}; 0,2 M_Q + 0,5 M_{\Delta T})$$

em que as variáveis têm o significado indicado nos parágrafos anteriores.

As distribuições de momentos devidas ao peso próprio e ao pré-esforço a curto prazo são as que resultam das sucessivas fases de execução. A longo prazo, consideram-se as redistribuições visco-elásticas resultantes dos efeitos da fluência e da evolução do modelo estático durante as fases construtivas.

Complementarmente, e de forma a evitar problemas de fendilhação e esmagamento do betão no tabuleiro, limita-se a tensão de compressão máxima no betão, resultante da força de pré-esforço e de outras acções que actuam no momento da aplicação do pré-esforço, ao valor de $0,6 f_{ck}(t)$, sendo $f_{ck}(t)$ o valor característico da resistência à compressão do betão na idade t de aplicação do pré-esforço.

No caso da tensão de compressão exceder o valor de $0,45 f_{ck}(t)$ para as combinações quase-permanentes, considera-se o comportamento não linear da fluência.

Na verificação aos estados limites de **deformação**, cumprem-se os limites máximos de $L/750$ para a combinação quase-permanente de acções e $L/1000$ para acção da sobrecarga rodoviária.

5.4 ACÇÕES

Resume-se nos pontos seguintes as acções consideradas no projecto.

5.4.1 Acções permanentes

Peso do cimbra (carro + cofragem).....	500 kN
Peso específico do betão armado.....	25 kN/m ³
Peso específico do betão betuminoso ⁽¹⁾	24 kN/m ³
Peso específico do betão leve no enchimento dos passeios	18 kN/m ³
Guarda-corpos.....	0,5 kN/m
Guarda de segurança metálica.....	0,5 kN/m
Retracção e fluência (de acordo com a NP EN 1992-1-1)	

Acção do pré-esforço

⁽¹⁾ Consideram-se espessuras de 5 cm na camada de regularização, 5 cm na camada de desgaste e 5 cm para uma futura recarga, totalizando uma carga equivalente a 15 cm de espessura de pavimento.

5.4.2 Acções variáveis

- **Sobrecargas de estaleiro – fase construtiva**

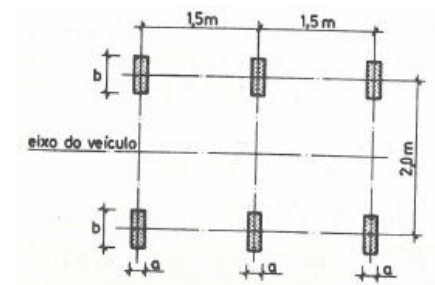
Sobrecarga referente a materiais e equipamentos aplicada ao longo das consolas durante a execução das aduelas, que não seja o conjunto carro + cofragem, a definir na fase de Projecto de Execução.

- **Sobrecargas rodoviárias (RSA – Classe 1)**

Veículo Tipo de 600 kN com 3 eixos de 200 kN cada, e duas rodas por eixo com as seguintes dimensões:

$$a = 0,20 \text{ m};$$

$$b = 0,60 \text{ m}.$$



ou

carga uniformemente distribuída de 4 kN/m² e carga transversal linear e uniforme de 50 kN/m;

Associadas ao último carregamento, consideram-se a força centrífuga e a frenagem de acordo com o RSA.

Os coeficientes de redução das sobrecargas rodoviárias ψ_0 , ψ_1 , e ψ_2 são, respectivamente, 0,6, 0,4 e 0,2 (inclusive quando a acção sísmica é a acção de base).

▪ **Acções em passeios, guardas e guarda-rodas (RSA)**

Em passeios 3 kN/m² ou 20 kN

Em guardas 1.5 kN/m

Em guarda rodas 20 kN (normal ou tangencial)

Os coeficientes de redução das acções em passeios, guardas e guarda-rodas ψ_0 , ψ_1 , e ψ_2 são, respectivamente, 0,6, 0,4 e 0,2.

▪ **Acção da neve (NP EN 1991-1-3)**

μ_1 0,8

Coeficiente C_e 0,8 (exposta ao vento)

Coeficiente C_t 1,0

Coeficiente C_z 0,3 (Zona Z1)

Altitude aproximada do tabuleiro 560 m

Os coeficientes de redução da acção da neve ψ_0 , ψ_1 , e ψ_2 são, respectivamente, 0,5, 0,2 e 0.

▪ **Acção do vento (NP EN 1991-1-4)**

Zonamento do território Zona A

Valor básico da velocidade do vento $v_{b,0} = 27$ m/s

Rugosidade do solo $z_0 = 0,05$ (Terreno II)

Massa volúmica do ar $\rho = 1,25$ kg/m³

Coeficiente de direcção $C_{dir} = 1,0$

Coeficiente de sazão $C_{season} = 1,0$

Tabuleiro

Altura acima do solo $z = 65$ m

Largura do tabuleiro $b = 12,6$ m

Altura do tabuleiro (d_{tot} - variável): s/ veículos: $d_{tot} = 8,05 + 1,2 = 9,25$ m

$d_{tot} = 3,85 + 1,2 = 5,05$ m

c/ veículos: $d_{tot} = 7,70 + 2,0 = 9,70$ m

$$d_{\text{tot}} = 3,50 + 2,0 = 5,50 \text{ m}$$

Coeficiente de exposição	$c_e = 3,67$
Coeficiente de força (direcção x - variável)	máximo: $c_{fx,0} = 2,11$ mínimo: $c_{fx,0} = 1,75$
Coeficiente de força (direcção z)	$c_{fz} = \pm 0,9$

Pilares

Altura acima do solo (média do pilar mais alto).....	$z = 18 \text{ m}$
Largura do pilar (x)	$d = 7,3 \text{ m}$
Comprimento do pilar (y)	$b = 5,0 \text{ m}$
Coeficiente de exposição	$c_e = 2,74$
Coeficiente de força (direcção x)	$c_{fx,0} = 1,96$
Coeficiente de redução em secções quadradas (direcção x)	$\psi_{r,x} = 1,0$
Coeficiente de efeitos de extremidade (direcção x).....	$\psi_{\lambda,x} = 0,83$
Coeficiente de força (direcção y)	$c_{fy,0} = 2,40$
Coeficiente de redução em secções quadradas (direcção y)	$\psi_{r,y} = 1,0$
Coeficiente de efeitos de extremidade (direcção x).....	$\psi_{\lambda,x} = 0,77$

Os coeficientes de redução da acção do vento ψ_0 , ψ_1 , e ψ_2 são, respectivamente, 0,6, 0,2 e 0.

▪ **Variação de temperatura uniforme e diferencial (NP EN 1991-1-5)**

T_0	15°C
$T_{e,\text{max}} = T_{\text{max}}$ (Zona A).....	$45 + 1^\circ \times 570\text{m} / 100\text{m} = 51^\circ\text{C}$
$T_{e,\text{min}} = T_{\text{min}}$ (Zona A)	$- 5 - 0,5^\circ \times 570\text{m} / 100\text{m} = - 8^\circ\text{C}$
$\Delta T_{M,\text{heat}}$ (superfície superior mais quente)	15°C
$\Delta T_{M,\text{cool}}$ (superfície superior mais fria)	5°C
Coeficiente de dilatação térmica linear	$10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Os coeficientes de redução da variação de temperatura ψ_0 , ψ_1 , e ψ_2 são, respectivamente, 0,6, 0,5 e 0,3.

▪ **Acção sísmica (NP EN 1998-1)**

Análise modal com base nos espectros de resposta definidos de acordo a norma NP EN 1998-1 para um coeficiente de amortecimento de 5% ($\eta = 1$), tomando-se, para zonamento do território e para os parâmetros que definem os respectivos espectros de resposta, os mapas e valores apresentados no respectivo Anexo Nacional.

O local da obra (concelho de Oleiros) é classificado como Zona Sísmica 1.6 para o sismo Tipo 1, e como zona sísmica 2.4 para o sismo Tipo 2.

Assim, adoptaram-se as acelerações máximas de referência (a_{gR}) de 35 cm/s^2 e 110 cm/s^2 , respectivamente para as Zonas Sísmicas 1.6 e 2.4, multiplicadas pelo coeficiente de importância $\gamma_I = 1,0$, o qual corresponde à Classe de Importância II.

O terreno de fundação classifica-se como sendo do tipo A (rocha), pelo que se adoptam os seguintes valores para os parâmetros definidores dos espectros de resposta:

Acção Sísmica	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	1,0	0,1	0,6	2,0
Tipo 2	1,0	0,1	0,25	2,0

Considera-se a estrutura classificada como de ductilidade limitada, correspondendo um coeficiente de comportamento $q = 1,5$.

A massa oscilante considerada na análise corresponde às cargas permanentes e ao valor quase permanente da sobrecarga rodoviária.

Os valores reduzidos da acção sísmica são nulos.

5.4.3 Impulsos de terras

Os impulsos actuantes nas estruturas de suporte de terras são considerados conforme o estado limite em questão. Na verificação dos estados limites de equilíbrio, deslizamento e derrubamento, utiliza-se o coeficiente de impulso activo das terras no tardo da estrutura, enquanto, para o dimensionamento dos elementos de betão armado, é considerado o impulso em repouso de forma a garantir um adequado comportamento da estrutura de suporte eventualmente submetida àquele estado de tensão.

O impulso em repouso é obtido por

$$K_o = (1 - \text{sen } \varnothing') (1 + \text{sen } \beta), \text{ sendo } \beta \text{ a inclinação do terreno no tardo,}$$

enquanto o impulso activo é obtido com base na formulação de Coulomb.

O acréscimo do impulso devido à acção sísmica é quantificado através da formulação de Mononobe-Okabe.

Os factores de segurança considerados em situação estática são de 1,5 e 2,0 para deslizamento e derrubamento, respectivamente. No caso da acção sísmica, considera-se a redução dos factores de segurança para 1,2.

Consideram-se os seguintes parâmetros geotécnicos para o solo de tardoz:

Peso volúmico do solo 20 kN/m³

Ângulo de atrito interno, ϕ' 30°

Além do peso de terras, considera-se também uma sobrecarga rodoviária uniformemente distribuída de 10 kN/m² no diagrama de impulsos.

5.4.4 Acções de acidente – fase construtiva

Considera-se uma situação de acidente correspondente à queda de um carrinho de avanços e da respectiva aduela, mantendo-se a actuação da carga do carrinho oposto em situação normal e restante carga de estaleiro. Esta acção é considerada com um coeficiente dinâmico de 2.

Para esta situação, considera-se simultaneamente um desequilíbrio de peso do tabuleiro equivalente a 4% do peso de uma consola e aplicado ao longo da consola contrária ao acidente.

Nesta situação, o tabuleiro ficará apoiado no pilar, sendo o equilíbrio feito pelo peso das restantes aduelas e pelos cabos de pré-esforço previstos para este efeito.

5.4.5 Acções de acidente – fase de serviço

Consideram-se ainda as seguintes situações transitórias para as quais se pretende garantir a segurança suficiente durante o período que medeia entre a actuação da acção de acidente e a reparação da estrutura:

- A actuação do Veículo Tipo anteriormente definido na extremidade do tabuleiro.
- O embate de veículos nas guardas de segurança instaladas no tabuleiro, adoptando-se os seguintes valores de dimensionamento:
 - Estruturas com guarda metálica tipo BN4..... força de 1,25 x 185 kN aplicada 1,00 m acima do pavimento.

- Estruturas com guarda metálica tipo ómega..... força de 1,25 x 80 kN aplicada 0,55 m acima do pavimento.

5.4.6 Outras acções

- **Assentamento diferencial de apoios**

Esta acção corresponde a um assentamento de apoio com o valor de 10 mm. O deslocamento é aplicado alternadamente em cada apoio.

- **Levantamento do tabuleiro**

Esta acção corresponde ao levantamento do tabuleiro para substituição dos aparelhos de apoio e é simulada aplicando um deslocamento de 10 mm em cada alinhamento de apoios, alternadamente. Sob esta acção, desprezando todas as restantes acções variáveis, verificam-se os Estados Limites Últimos e de Utilização do tabuleiro.

6 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

6.1 TABULEIRO

6.1.1 ANÁLISE LONGITUDINAL E TRANSVERSAL

A análise longitudinal é realizada recorrendo a modelos de pórtico tridimensional nos quais se têm em conta as condições de continuidade ou de apoio do tabuleiro nos pilares e encontros, bem como a distribuição transversal das sobrecargas rodoviárias.

Esses modelos utilizam elementos de barra, admitindo-se um comportamento elástico e linear do material, recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000.

Os esforços na fase construtiva são analisados tendo em atenção a evolução do sistema estrutural durante a construção.

Os esforços na fase de serviço são obtidos através da sobreposição de efeitos de cada fase e da posterior ponderação com os esforços obtidos no sistema estrutural final de acordo com a seguinte expressão:

$$S_{\infty} = S_1 + \frac{\varphi}{1 + \chi\varphi} (S_2 - S_1), \text{ onde:}$$

S_{∞} – representa os esforços ponderados considerando a evolução no tempo;

- S_1 – representa os esforços quando a acção é aplicada, obtidos com base no respectivo sistema estrutural da fase;
- S_2 – representa os esforços obtidos no sistema estrutural final;
- $\frac{\varphi}{1 + \chi\varphi}$ – quociente que representa a alteração da distribuição de esforços no tempo com base nos coeficientes de fluência e de envelhecimento.

6.1.2 ANÁLISE TRANSVERSAL

No que se refere à análise transversal do tabuleiro, nomeadamente à estimativa dos esforços transversais nas lajes dos tabuleiros, utilizam-se modelos de pórtico transversal e modelos de elementos finitos de casca isoparamétricos e de barras, considerando igualmente o comportamento elástico e linear do material.

6.2 PILARES E FUNDAÇÕES

6.2.1 ANÁLISE ESTÁTICA

Para além dos esforços obtidos do modelo de análise longitudinal elástica referido no ponto anterior, consideram-se ainda os efeitos de imperfeição geométrica e de 2ª ordem com base no Eurocódigo 2.

Os esforços adicionais devido à imperfeição geométrica são quantificados, conforme preconizado no capítulo 5.2 da EN 1992-2, através da excentricidade obtida por:

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2}, \text{ onde } \theta_i = \theta_0 \times \alpha_h, \text{ com } \theta_0 = \frac{1}{200} \text{ e } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \leq 1$$

O momento flector adicional de 2ª ordem é quantificado, conforme preconizado no capítulo 5.8.8.2 da EN 1992-1-1, através da excentricidade e_2 dada por:

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10}$$

O dimensionamento das fundações é realizado com base no conceito de tensões admissíveis, considerando-se uma excentricidade máxima de carga de 30% ou 40 % da largura da sapata, respectivamente para as acções estáticas e sísmicas.

6.2.2 ANÁLISE DINÂMICA

A análise da estrutura para as acções sísmicas é feita através de um modelo elástico linear, com base nos espectros referidos anteriormente, aplicando-se posteriormente um coeficiente de comportamento aos esforços obtidos de forma a ter em conta o respectivo comportamento não linear.

O valor do módulo de elasticidade do betão considerado na análise dinâmica corresponde ao do módulo secante aos 28 dias ($E_{c,28}$).

Os momentos flectores da análise elástica foram agravados de forma a ter em conta os efeitos de 2ª ordem, conforme preconizado no capítulo 5.4 da EN 1998-2.

7 MATERIAIS ESTRUTURAIS

As classes de betão e recobrimentos adoptados têm em conta o período de vida útil da obra estabelecido de 100 anos, e estão de acordo com as disposições do REBAP, das normas NP EN 206-1 e ENV NP 13670-1 e da especificação LNEC E 464-2005.

Especificação do betão

- Nas sapatas e lajes de transição **C30/37 • XC2 (P) • CI 0,4 • D_{max} 22 • ≥ S2**
- Nos encontros em elevação **C30/37 • XC4 (P) • CI 0,2 • D_{max} 22 • ≥ S3**
- Nos pilares em elevação..... **C35/45 • XC4 (P) • CI 0,2 • D_{max} 22 • ≥ S3**
- No tabuleiro **C40/50 • XC4 (P) • CI 0,2 • D_{max} 22 • ≥ S3**
- Em cornijas..... **C30/37 • XC4 (P) • CI 0,2 • D_{max} 16 • ≥ S3**

Recobrimento nominal

- Nas sapatas e lajes de transição **50 mm**
- Nos encontros em elevação..... **50 mm**
- Nos pilares em elevação..... **50 mm**
- No tabuleiro **40 mm**
- Em cornijas..... **40 mm**

Na regularização das fundações, adopta-se um betão da classe C 16/20.

No enchimento dos passeios, adopta-se um betão de agregados leves com classe de massa volúmica D 1,4 ($< 1400 \text{ kg/m}^3$) e classe de resistência LC 8/9.

Adopta-se para as armaduras ordinárias um aço com características especiais de ductilidade que deve obedecer a especificação LNEC E 460, e com a designação A 500 NR SD.

As armaduras de alta resistência em cordão devem estar de acordo com a especificação LNEC E 453 e com a pré-noma europeia prEN 10138-3, e têm a designação Y 1860 S7 15,2.

A execução da estrutura e os respectivos materiais e produtos devem seguir o preconizado na NP ENV 13670-1 tendo em conta os critérios indicados para a Classe de Inspeção 3.

8 DRENAGEM

A drenagem do tabuleiro é realizada através de sumidouros com $\varnothing 150 \text{ mm}$ de diâmetro interior. Nesta fase, consideram-se espaçados de forma que a área de drenagem de cada sumidouro não exceda 100 m^2 . Este espaçamento será confirmado em fase posterior através de adequado dimensionamento hidráulico.

As águas são encaminhadas por tubos de queda nos sumidouros junto aos encontros. Nos restantes sumidouros, dado não haver condicionamentos a nível ambiental e tendo em conta a altura ao solo do tabuleiro, as águas são drenadas em queda livre.

9 ACABAMENTOS / EQUIPAMENTOS

O pavimento do tabuleiro em betão betuminoso terá um total de $0,07 \text{ m}$ de espessura, constituído por uma camada de regularização com uma espessura mínima de $0,02 \text{ m}$ e a restante espessura formada pela camada de desgaste.

Na caixa dos passeios serão embebidos 3 tubos $\varnothing 110 \text{ mm}$ e 1 tritubo $\varnothing 40 \text{ mm}$ em PEAD, e preenchidas com betão de agregados leves não vibrado. O acabamento de superfície será em argamassa esquadrelada. Para inspeção e enfiamento de cabos, estão previstas, de ambos os lados, caixas de visita com tampa metálica com fecho. Estas caixas estão afastadas de, no máximo, 50 metros entre si.

No lancil do passeio, serão instaladas guardas metálicas de segurança que garantem um nível de contenção H2 (NP EN 1317-2). A continuidade dessas guardas com as da plena via será efectuada através da sobreposição das respectivas vigas em cerca de 8 metros imediatamente antes e depois obra de arte.

Na extremidade exterior dos passeios, serão instalados guarda-corpos metálicos com 1,0 m de altura, chumbados às cornijas pré-fabricadas.

Prevê-se o acesso ao interior dos pilares e encontros através de portas metálicas com 0,70 m x 1,70 m. Serão ainda previstas aberturas nas carlingas para acesso ao interior do caixão. No interior dos fustes dos pilares, serão ser instaladas plataformas móveis motorizadas para elevação de pessoal, materiais e equipamentos ao topo dos pilares.

10 CADERNO DE ENCARGOS

É aplicável o Caderno de Encargos Tipo Obra da Estradas de Portugal, S.A. para Obras de Arte Especiais no que se refere a materiais e procedimentos.

11 EQUIPA DE PROJECTO

Os intervenientes nesta fase do estudo foram:

Eng.º Maurício Outeiro, na especialidade de Estruturas e Fundações;

Eng.º Tiago Frade, na especialidade de Estruturas e Fundações;

Eng.º Miguel Vila, na especialidade de Geologia/Geotecnia;

Cláudia Neto, na especialidade de Desenho Técnico;

Susana Rodrigues, na especialidade de Desenho Técnico;

Sandra Tinoco, no Secretariado Técnico.

Lisboa, 28 de Fevereiro de 2011.

Maurício Outeiro
Eng.º Civil, Chefe de Projecto

Paulo Gomes
Eng.º Civil, Director Técnico



ANEXO I

ÍNDICE DE PEÇAS DESENHADAS

SUBCONCESSÃO DO PINHAL INTERIOR

E.N. 238

LANÇO SERTÃ / OLEIROS

PROJECTO

VOLUME 18 – OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

VIADUTO S/ RIBEIRA PEQUENA (VRPQ)

ÍNDICE DE PEÇAS DESENHADAS

NÚMERO	DESIGNAÇÃO
SEOL.P.VRPQ.180.01	PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
SEOL.P.VRPQ.180.02	ESBOÇO COROGRÁFICO
SEOL.P.VRPQ.181.01	TRAÇADO RODOVIÁRIO PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL DO KM 15+400 AO KM 16+800
SEOL.P.VRPQ.181.02	DESENHO DE CONJUNTO
SEOL.P.VRPQ.181.03	DIMENSIONAMENTO GERAL CORTE LONGITUDINAL, PLANTA DE FUNDAÇÕES
SEOL.P.VRPQ.181.04	GEOLOGIA E GEOTECNIA CORTE GEOLÓGICO E PLANTA DE SONDAGENS
SEOL.P.VRPQ.181.05	DIMENSIONAMENTO SECÇÃO TRANSVERSAL TIPO E CORTE LONGITUDINAL TIPO DA CONSOLA
SEOL.P.VRPQ.181.06	DIMENSIONAMENTO ENCONTROS E PILARES
SEOL.P.VRPQ.181.07	PROCESSO CONSTRUTIVO FASEAMENTO
SEOL.P.VRPQ.181.08	PORMENORES GUARDA CORPOS, CONIJA E PASSEIOS