

## SUBCONCESSÃO DO PINHAL INTERIOR

E.N. 238

LANÇO SERTÃ / OLEIROS

PROJECTO

VOLUME 18 – OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

VIADUTO S/ RIBEIRA DA MATA (VRMT)

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 E HIDRÁULICOS .....	5
3.4	CONDICIONAMENTOS CONSTRUTIVOS .....	5
4	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL .....	5
4.1	ASPECTOS GERAIS .....	5
4.2	DESCRIÇÃO ESTRUTURAL .....	6
5	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	7
5.1	REGULAMENTAÇÃO .....	7
5.2	VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....	8
5.3	VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO .....	9
5.4	ACÇÕES .....	11
5.4.1	Acções permanentes .....	11
5.4.2	Acções variáveis .....	11
5.4.3	Impulsos de terras .....	14

5.4.4	Acções de acidente.....	15
5.4.5	Outras acções.....	15
6	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL .....	16
6.1	TABULEIRO .....	16
6.1.1	ANÁLISE LONGITUDINAL E TRANSVERSAL .....	16
6.1.2	ANÁLISE TRANSVERSAL.....	17
6.2	PILARES E FUNDAÇÕES.....	17
6.2.1	ANÁLISE ESTÁTICA .....	17
6.2.2	ANÁLISE DINÂMICA .....	17
7	MATERIAIS ESTRUTURAIS .....	18
8	PROCESSO CONSTRUTIVO .....	19
9	DRENAGEM.....	19
10	ACABAMENTOS / EQUIPAMENTOS.....	19
11	CADERNO DE ENCARGOS .....	20
12	EQUIPA DE PROJECTO.....	20

**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 DA MATA (VRMT)

### MEMÓRIA DESCRITIVA

#### 1 INTRODUÇÃO

O Viaduto sobre a Ribeira da Mata situa-se entre o km 14+234 e o km 14+374 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 450 metros de raio.

Em perfil longitudinal, o Viaduto está inserido numa curva côncava com 3000 m de raio, possuindo um ponto baixo ao km 14+326.

Não se consideram condicionantes, para a implantação dos apoios da obra, os caminhos rurais existentes ao longo do atravessamento, que poderão ser desviados e restabelecidos se necessário.

#### 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 (Al/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 6 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 E HIDRÁULICOS

O Viaduto situa-se num vale relativamente encaixado, com o tabuleiro a cerca de 29 metros de altura máxima ao solo, variando em altitude aproximadamente entre as cotas 481,9 e 482,8.

O Viaduto transpõe a ribeira da Mata praticamente sem viés.

A localização dos apoios é escolhida de forma a não interferir com o leito menor da ribeira. No documento SEOL.P.VRMT.180.H referente ao Estudo Hidráulico, faz-se a avaliação hidrológica de forma a se estimar o nível de cheia e a respectiva interferência com os apoios.

### 3.4 CONDICIONAMENTOS CONSTRUTIVOS

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

- o curto prazo de execução da obra, garantindo uma reduzida probabilidade de ser excedido, não desprezando o adequado funcionamento estrutural;
- a minimização da interferência com o ambiente envolvente, nomeadamente com a ribeira da Mata e respectiva vegetação ripícola;
- 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 vista a racionalização de recursos do grupo construtor e dando seguimento ao apresentado na fase de Estudo Prévio, recorre-se à utilização de elementos pré-fabricados no tabuleiro deste viaduto.

Em função de alguns aspectos condicionantes como:

- a orografia do terreno e a altura ao solo em que se desenvolve a plena via
- a necessidade de transpor um curso de água natural
- a limitação ao acesso de meios de elevação de grande capacidade

adapta-se uma modulação de vãos com tramos-tipo de 30 m e vigas I pré-fabricadas com 1,50 m de altura para o tabuleiro.

Dessa forma, consegue-se enquadrar relativamente bem em termos visuais o alçado da estrutura, e limitar o peso das vigas a 40 toneladas.

Propõe-se então um viaduto com 140 metros de comprimento entre eixos dos apoios extremos, com a seguinte modulação de vãos:

$$25 + 3 \times 30 + 25 = 140 \text{ m}$$

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

## 4.2 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

O tabuleiro possui 12,60 m de largura e é constituído por 5 vigas em I pré-fabricadas e pré-esforçadas com 1,50 m de altura e afastamentos de 2,50 m entre si. A laje possui uma espessura constante com 0,25 m, sendo constituída por pré-lajes colaborantes com 0,08 m de espessura e uma camada de betão complementar com 0,17 m de espessura.

Para a continuidade do tabuleiro sobre os apoios intermédios, propõe-se que esta seja materializada através de armadura ordinária. Para isso, as vigas possuem armaduras salientes (nos banzos e nas almas), as quais são adequadamente emendadas nas carlingas sobre os apoios. A resistência à flexão bem como o controle da abertura de fendas sobre o apoio é garantido através do adequado dimensionamento das respectivas armaduras localizadas na camada de betão complementar da laje.

A ligação do tabuleiro aos encontros e pilares é realizada através de aparelhos de apoio de neoprene em panela, fixos nos pilares e unidireccionais nos encontros. Dessa forma, a resistência às acções horizontais para a direcção longitudinal é garantida pelos pilares, e para a direcção transversal é garantida pelos pilares e encontros.

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

Os alinhamentos centrais são formados por um único fuste de secção rectangular oca com 2,00 m x 4,30 m e paredes com 0,35 m de espessura. Os fustes são encimados por capitéis que se estendem em consolas desde o fuste (com 2,40 m de altura) até às extremidades do tabuleiro (com 0,80 m de altura).

Os pilares possuem fundação do tipo directa através de sapatas com dimensões (que se prevêm nesta fase) de 6,00 m x 8,00 m em planta e 1,70 m de altura.

O encontro E1 (lado Sertã) possui cerca de 10,0 m de altura média. De forma a evitar uma grande extensão das saias do aterro a frente do encontro devido a acentuada inclinação do terreno natural, optou-se por um encontro do tipo aparente. É formado por uma viga de estribo apoiada em 4 gigantes e no muro testa, 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 encontro E2 (lado Oleiros) possui cerca de 12,8 m de altura média e é do tipo perdido. É formado por uma viga de estribo apoiada em 4 gigantes. As dimensões gerais são detalhadas nas peças desenhadas. A contenção lateral do aterro de aproximação é feita por alas a partir dos gigantes extremos.

Também os encontros possuem fundação directa por sapatas.

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.

## **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:



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

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.
- $\gamma_{gi}, \gamma_q$  - coeficientes de segurança relativos às acções permanentes e variáveis, respectivamente.
- $\psi_{0j}, \psi_{2j}$  - coeficientes de redução correspondentes à acção variável de ordem  $j$ .

Os valores dos coeficientes de segurança  $\gamma_{gi}$  e  $\gamma_q$ , 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  $0$
- impulsos de terras .....  $\gamma_g = 1,5$  ou  $1,0$

Indicam-se adiante (ponto 5.4) os valores dos coeficientes de redução  $\psi_{0j}, \psi_{2j}$  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 específico do betão armado .....	25 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico do betão betuminoso <sup>(1)</sup> .....	24 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico do betão leve no enchimento dos passeios .....	18 kN/m <sup>3</sup>
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

- <sup>(1)</sup> Considera-se uma carga correspondente a 12 cm de espessura de pavimento de forma a ter em conta eventuais recargas.

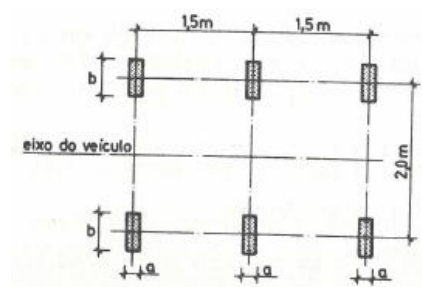
### 5.4.2 Acções variáveis

#### ▪ 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/m<sup>2</sup> 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  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ , e  $\psi_2$  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/m<sup>2</sup> 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  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ , e  $\psi_2$  são, respectivamente, 0,6, 0,4 e 0,2.

▪ **Acção da neve (NP EN 1991-1-3)**

$\mu_1$  ..... 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 ..... 490 m

Os coeficientes de redução da acção da neve  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ , e  $\psi_2$  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/m<sup>3</sup>

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

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

Tabuleiro

Altura acima do solo.....  $z = 29$  m

Largura do tabuleiro .....  $b = 12,6$  m

Altura do tabuleiro ( $d_{tot}$ ): ..... s/ veículos:  $d_{tot} = 2,05 + 1,2 = 3,25$  m

c/ veículos:  $d_{tot} = 1,85 + 2,0 = 3,85$  m

Coeficiente de exposição .....  $C_e = 3,10$

Coeficiente de força (direcção x) .....  $C_{fx,0} = 1,55$

Coeficiente de força (direcção z) .....  $C_{fz} = \pm 0,9$

#### Pilares

Altura acima do solo (média do pilar mais alto) .....  $z = 12 \text{ m}$

Largura do pilar (x) .....  $d = 4,0 \text{ m}$

Comprimento do pilar (y) .....  $b = 2,0 \text{ m}$

Coeficiente de exposição .....  $C_e = 2,47$

Coeficiente de força (direcção x) .....  $C_{fx,0} = 1,65$

Coeficiente de redução em secções quadradas (direcção x) .....  $\psi_{r,x} = 1,0$

Coeficiente de efeitos de extremidade (direcção x) .....  $\psi_{\lambda,x} = 0,87$

Coeficiente de força (direcção y) .....  $C_{fy,0} = 2,30$

Coeficiente de redução em secções quadradas (direcção y) .....  $\psi_{r,y} = 1,0$

Coeficiente de efeitos de extremidade (direcção x) .....  $\psi_{\lambda,x} = 0,95$

Os coeficientes de redução da acção do vento  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ , e  $\psi_2$  são, respectivamente, 0,6, 0,2 e 0.

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

$T_0$  .....  $15^\circ\text{C}$

$T_{e,max} = T_{max}$  (Zona A) .....  $45 + 1^\circ \times 490\text{m} / 100\text{m} = 50^\circ\text{C}$

$T_{e,min} = T_{min}$  (Zona A) .....  $-5 - 0,5^\circ \times 490\text{m} / 100\text{m} = -10^\circ\text{C}$

$\Delta T_{M,heat}$  (superfície superior mais quente) .....  $15^\circ\text{C}$

$\Delta T_{M,cool}$  (superfície superior mais fria) .....  $5^\circ\text{C}$

Coeficiente de dilatação térmica linear .....  $10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Os coeficientes de redução da variação de temperatura  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ , e  $\psi_2$  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  $35 \text{ cm/s}^2$  e  $110 \text{ cm/s}^2$ , 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/m<sup>3</sup>

Ângulo de atrito interno,  $\phi'$  ..... 30°

Além do peso de terras, considera-se também uma sobrecarga rodoviária uniformemente distribuída de 10 kN/m<sup>2</sup> no diagrama de impulsos.

#### 5.4.4 Acções de acidente

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
- O embate de veículos nos apoios da estrutura para elementos situados a menos de 1,20 m da berma.

#### 5.4.5 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.

- **Sobrecargas construtivas**

É considerada durante a fase construtiva, a actuação de uma sobrecarga distribuída ou de uma carga concentrada, conforme for mais desfavorável, cujos valores característicos são, respectivamente, 1 kN/m<sup>2</sup> ou 2 kN.

## 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:

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

$S_{\infty}$  – 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. No caso da estrutura em questão, simplificadamente, tomou-se para este quociente o valor de 0,8.



### 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.

### Especificação do betão

- Em sapatas e lajes de transição ..... **C30/37 • XC2 (P) • CI 0,4 • D<sub>max</sub> 22 • ≥ S2**
- Em encontros e pilares em elevação ..... **C30/37 • XC4 (P) • CI 0,2 • D<sub>max</sub> 22 • ≥ S3**
- Em pré-lajes ..... **C30/37 • XC4 (P) • CI 0,2 • D<sub>max</sub> 16 • ≥ S3**
- Em vigas pré-fabricadas ..... **C50/60 • XC4 (P) • CI 0,2 • D<sub>max</sub> 16 • ≥ S3**
- Em carlingas ..... **C40/50 • XC4 (P) • CI 0,2 • D<sub>max</sub> 22 • ≥ S3**
- No betão complementar da laje ..... **C40/50 • XC4 (P) • CI 0,2 • D<sub>max</sub> 22 • ≥ S3**
- Em cornijas ..... **C30/37 • XC4 (P) • CI 0,2 • D<sub>max</sub> 16 • ≥ S3**

### Recobrimento nominal

- Em sapatas e lajes de transição ..... **50 mm**
- Em encontros e pilares em elevação ..... **50 mm**
- Em pré-lajes ..... **40 mm**
- Em vigas pré-fabricadas ..... **45 mm**
- Em carlingas ..... **45 mm**
- No betão complementar da laje ..... **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 kg/m<sup>3</sup>) 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-norma 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 PROCESSO CONSTRUTIVO

A solução estrutural adoptada recorre a elementos pré-fabricados para a execução do tabuleiro com geometria e dimensões usuais e adoptados aos meios de elevação existentes no mercado nacional.

Nas Peças Desenhadas, indica-se detalhadamente a sequência de execução da estrutura, admitindo-se contudo ajustes dos esquemas construtivos ali referenciados, desde que não interfiram com o funcionamento estrutural dos elementos, individualmente e em conjunto.

Sumariamente, preconizam-se as principais fases de execução para cada estrutura:

1. Abertura dos caboucos e colocação do betão de limpeza para regularização das fundações.
2. Execução dos encontros e dos pilares pelos métodos tradicionalmente utilizados.
3. Elevação e montagem das vigas pré-fabricadas, com especial atenção à fixação provisória das vigas. Cada viga não deve ser libertada do equipamento de elevação sem que a sua estabilidade esteja garantida.
4. Execução das carlingas.
5. Elevação e montagem das pré-lajes.
6. Colocação de armaduras e betonagem da laje do tabuleiro, do vão para os apoios.
7. Acabamentos e reposição da envolvente.

## 9 DRENAGEM

A drenagem do tabuleiro é realizada através de sumidouros com Ø150 mm de diâmetro interior. Nesta fase, consideram-se espaçados de forma que a área de drenagem de cada sumidouro não exceda 100 m<sup>2</sup>. 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.

## 10 ACABAMENTOS / EQUIPAMENTOS

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

Na caixa dos passeios serão embebidos 3 tubos Ø110 mm e 1 tritubo Ø40 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 encontros através de portas metálicas com 0,70 m x 1,70 m.

## 11 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.

## 12 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 DA MATA (VRMT)

### ÍNDICE DE PEÇAS DESENHADAS

NÚMERO	DESIGNAÇÃO
SEOL.P.VRMT.180.01	PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
SEOL.P.VRMT.180.02	ESBOÇO COROGRÁFICO
SEOL.P.VRMT.181.01	TRAÇADO RODOVIÁRIO PLANTA E PERFIL LONGITUDINAL DO KM 14+000 A KM 15+400
SEOL.P.VRMT.181.02	DESENHO DE CONJUNTO
SEOL.P.VRMT.181.03	DIMENSIONAMENTO GERAL CORTE LONGITUDINAL, PLANTA DE FUNDAÇÕES E SECÇÃO TRANSVERSAL TIPO
SEOL.P.VRMT.181.04	GEOLOGIA E GEOTECNIA CORTE GEOLÓGICO E PLANTA DE SONDAGENS
SEOL.P.VRMT.181.05	DIMENSIONAMENTO ENCONTROS E PILARES
SEOL.P.VRMT.181.06	PROCESSO CONSTRUTIVO FASEAMENTO
SEOL.P.VRMT.181.07	PORMENORES GUARDA CORPOS, CONIJA E PASSEIOS