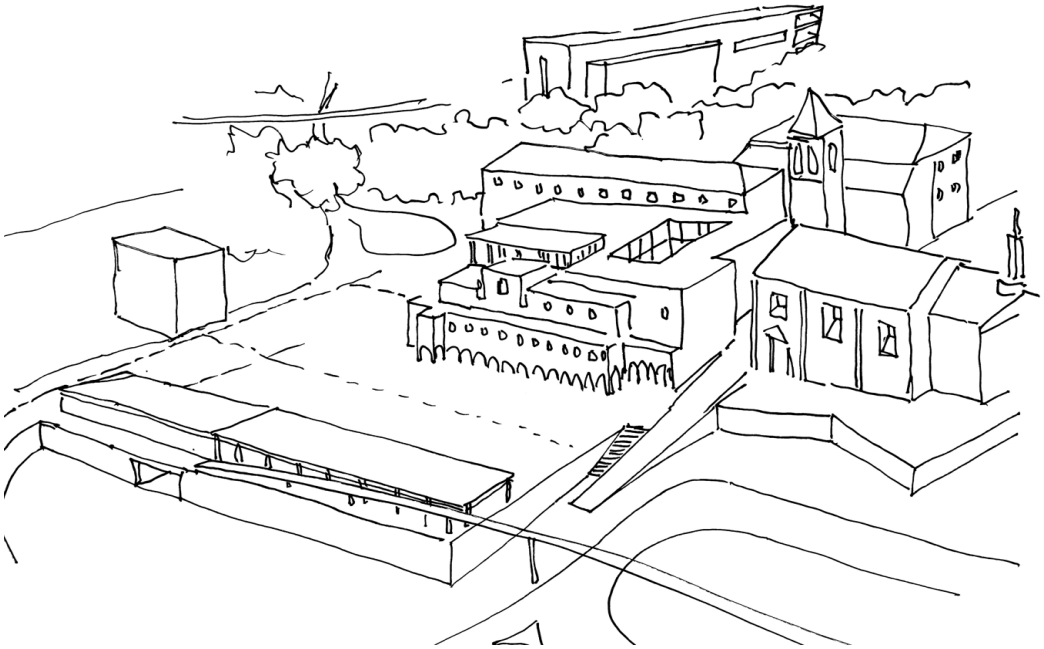
Jardins de Sacavém S.A.

SARAIVA+ASSOCIADOS

PROFICO
CONSULTORES DE ENGENHARIA

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

- Projeto de Especialidades para a Urbanização do Empreendimento Clarissas



- VIADUTO

Projeto de Execução

Fevereiro de 2026

Projeto de Especialidades para a Urbanização do Empreendimento Clarissas

Projeto de Execução

Memória Descritiva e Justificativa

ÍNDICE

1.	**INTRODUÇÃO**	**4**
2.	**CONDICIONAMENTOS**	**5**
3.	**CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO**	**6**
4.	**SOLUÇÃO ESTRUTURAL**	**7**
5.	**MATERIAIS**	**9**
6.	**ACABAMENTOS**	**11**
7.	**CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL**	**13**
7.1	**Regulamentação, Normas e Especificações**	**13**
7.2	**Modelos de Cálculo**	**14**
7.3	**Critérios de Dimensionamento**	**14**
8.	**VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA**	**16**
8.1	**Ações**	**16**
8.1.1	**Ações Permanentes**	16
8.1.2	**Ações Reológicas**	16
8.1.3	**Ações Variáveis**	17
8.2	**Modelo de cálculo**	**26**
8.3	**Cálculos Justificativos**	**29**

8.3.1 Tabuleiro 29

8.3.2 Carlingas dos Encontros 35

8.3.3 Pilares 36

8.4 Dimensionamento das fundações **47**

8.4.1 Características Geométricas 47

8.4.2 Verificação da tensão no solo 47

8.4.3 Dimensionamento das armaduras 49

8.4.4 Encontros 50

8.4.5 Aparelhos de apoio 52

8.4.6 Batentes de Reação 52

8.4.7 Barras de Fixação Horizontal do Tabuleiro 52

8.4.8 Juntas de Dilatação 53

9. SEGURANÇA E SAUDE **54**

1. INTRODUÇÃO

A presente memória descritiva refere-se ao Projeto de Execução do Viaduto relativo às Obras de Urbanização do Empreendimento das Clarissas, localizado em Sacavém.

2. CONDICIONAMENTOS

Os principais condicionamentos são os que dizem respeito à planta e perfil da via rodoviária (rua 6), na qual o viaduto se desenvolve, e ao projeto de paisagismo.

Em planta a obra insere-se maioritariamente numa curva circular de raio 46 m, transitando entre o pilar P2 e o encontro E2 para um alinhamento reto, e em perfil longitudinal desenvolve-se num trainel ascendente com 0.5% de inclinação.

A rua 6 tem um perfil transversal tipo constituído por:

- Uma faixa de rodagem bidirecional de 7.00 m, com 2 vias de tráfego de 3.50 m de largura;

O tabuleiro do viaduto inclui ainda passadiços com largura total de 3.25 m, de forma a incorporarem:

- Barreira de segurança com nível de contenção e largura útil N1-W1-A;
- Passadiço com 2.5 m de largura útil;
- Guarda-corpos.

Resulta assim, um tabuleiro com uma largura total de 13.5 m.

No que diz respeito ao paisagismo foi seguida a proposta apresentada, procurando-se afastar os apoios dos elementos previstos neste projeto. A solução dos encontros foi igualmente definida em função do projeto de paisagismo, adotando-se encontros aparentes.

Os aspetos estéticos e arquitetónicos foram também devidamente avaliados de modo a garantir o enquadramento do viaduto no meio envolvente.

Foi dada especial atenção ao enquadramento e integração paisagística do viaduto a construir, para esbater, minimizar e compensar significativamente os seus eventuais impactes negativos e, sempre que possível, torná-las num elemento valorizador da paisagem.

Dado que o viaduto irá causar impactos visuais, procurou-se que a sua conceção respeitasse critérios estéticos de unidade e continuidade, uniformidade/ritmo na modelação de vãos, esbelteza das superestruturas e transparência das meso-estruturas.

Os encontros do viaduto serão aproveitados para funcionar como bacia de retenção, amortecendo assim o caudal efluente, de modo a retardar a ponta de cheia.

3. CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO

A caracterização geológico-geotécnica realizada através das sondagens SV1 e SV2 permitiu identificar, à superfície, a presença de aterros heterogéneos com espessura variável entre cerca de 4,5 m e 6,7 m, apresentando fracas características mecânicas, elevada deformabilidade e valores de NSPT compreendidos entre 11 e 19 pancadas. Estes materiais não apresentam capacidade resistente compatível com a transmissão das ações do viaduto, pelo que não devem ser mobilizados para efeitos de fundação.

Subjacente aos aterros ocorre o substrato miocénico calco-gresoso, constituído por calcários gresosos e calcarenitos fossilíferos, globalmente compactos e resistentes, ainda que com grau de alteração moderado a elevado e fraturação significativa. Os resultados obtidos evidenciam recuperações elevadas, valores de RQD médios a elevados e registos de NSPT da ordem das 60 pancadas, confirmando a capacidade destes terrenos para a mobilização resistente.

Atendendo às condições identificadas, considera-se tecnicamente viável a adoção de fundações diretas, assentes no topo do substrato miocénico competente, garantindo o atravessamento integral dos aterros e de eventuais zonas descomprimidas superficiais. Para efeitos de pré-dimensionamento, admite-se uma tensão de contacto admissível da ordem de 500 kPa.

O dimensionamento definitivo das fundações deverá ser efetuado de acordo com o método dos coeficientes parciais, com base nos parâmetros geotécnicos característicos recomendados no estudo geológico-geotécnico, devendo a implantação dos elementos de fundação ser acompanhada por inspeção técnica especializada em obra, de modo a confirmar a inexistência de singularidades geotécnicas locais.

4. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A solução proposta é constituída por um tabuleiro em laje de betão armado pré-esforçado, betonado no local.

A obra apresenta um vão central 15 m, enquanto os vãos extremos apresentam uma extensão de 9 m, que corresponde a 0.60 do vão central, resultando uma extensão total da obra entre eixos de apoio extremos de 33 m.

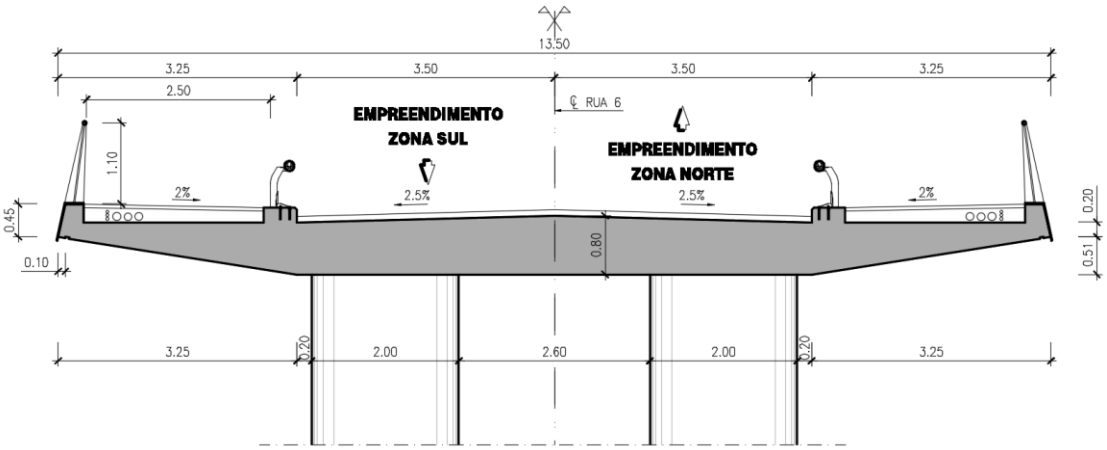
O tabuleiro tem uma largura constante de 13.50 m que comporta as duas vias de 3.50 m e passeios com 3.25 m.

A secção transversal do tabuleiro é constituída por uma laje, com altura de 0.80 m e largura de 7 m, prolongada em consolas de 3.25 m de vão livre, com espessura variável entre 0.71 m e 0.20 m. Resulta assim uma largura total de 13.50 m que o perfil atrás indicado.

Os apoios são constituídos por dois pilares por alinhamento, laminares, com extremidade semicirculares, perpendiculares ao eixo da obra, com espessura de 0.60 m e largura de 2.00 m e alturas de cerca de 5m. As fundações são diretas, através de sapatas, posicionadas a uma profundidade mínima de 0.50 m abaixo do terreno.

Os encontros são do tipo aparente, em cofre, sendo constituídos por vigas de estribo apoiadas em gigantes, que inferiormente são ligados entre si pelos maciços de fundação, dispondo de muros de testa e muros de avenida. As fundações são diretas, por sapatas. No interior dispõe-se também de uma parede descarregadora de água.

O tabuleiro é monoliticamente ligado aos pilares apoiando-se nos encontros através de aparelhos de apoio em neoprene cintado, e fixado tanto longitudinalmente (através de barras tipo Dywidag), como transversalmente (através de um maciço na viga de estribos, ligado ao tabuleiro através de batentes transversais).


13.50
3.25
3.50
3.50
3.25
2.50
℄ RUA 6
EMPREENDIMENTO
ZONA SUL
EMPREENDIMENTO
ZONA NORTE
1.10
2%
2.5%
2.5%
2%
0.45
0.10
0.80
0.20
0.51
3.25
0.20
2.00
2.60
2.00
0.20
3.25

5. MATERIAIS

Os materiais a utilizar na execução da obra de arte é ditado pela necessidade de garantir não só a resistência, mas também a durabilidade da obra. Nesse sentido prescrevem-se betões de classes superiores às mínimas regulamentares, indicando-se também as respetivas classes de exposição segundo a Norma NP EN 206:2013+A2:2021.

Para efeitos da prescrição dos parâmetros que controlam a durabilidade dos materiais, estabeleceu-se a seguinte classificação e condições de execução das estruturas de betão:

- Vida Útil da Estrutura (NP EN 206 - DNA 5.3.1): Categoria 5 (100 anos)
- Classe Estrutural (EC 2): S6
- Classe de Inspeção (NP EN 13670-1 – Quadro G.1 e DL 301/2007): 3

No quadro seguinte indicam-se ainda as classes de resistência e de exposição (agressividade do ambiente) consideradas e os recobrimentos a adotar. O cálculo dos recobrimentos nominais segue as regras estipuladas na NP EN 1992-1-1 em consonância com o indicado nas Especificações LNEC E464 e E465. Para cada tipo de elemento estrutural serão a considerar os seguintes betões:

Elemento	Classe de Resistência (NP EN206)	Classe de Exposição	Teor de Cloretos	D_{max} [mm]	Classe Consist	Recobr [mm]
Regularização e Selagem	C16/20	X0	Cl 1.0		S2	
Sapatas e Lajes de Transição	C30/37	XC2	Cl 0.40	22	S3 / S4	50
Encontros e muros em elevação	C30/37	XC4	Cl 0.40	22	S3 / S4	50
Pilares em elevação	C35/45	XC4	Cl 0.40	22	S4	50
Tabuleiro	C35/45	XC4	Cl 0.40	22	S4	40

Os recobrimentos são estabelecidos de acordo com a especificação LNEC E464:2007, para a vida útil especificada.

As tolerâncias de execução consideradas são:

- Na generalidade das peças..... ..... Δc_{dev} = 10 mm;

As características de resistência mecânica dos aços a utilizar são:

- Armaduras para betão armado: ..... A500 NR SD

6. ACABAMENTOS

A obra tem como principal acabamento o reboco pintado.

O extradorso do tabuleiro tem as inclinações transversal e longitudinal adequadas ao traçado viário e recebe diretamente uma camada final de desgaste em betão betuminoso com 0.05m de espessura constante.

Como é usual as superfícies enterradas serão impermeabilizadas com aplicação de emulsão betuminosa.

As guardas de segurança são metálicas, metalizadas e pintadas.

Os passeios são materializados em betão e no seu interior ficam instalados três tubos Ø110 e um tritubo Ø40 em PVC para a colocação de cabos, ligados nas extremidades a caixas de visita. Os passeios são revestidos com betonilha esquartelada com 3cm de espessura e são rematados do lado da via pela viga de apoio da guarda de segurança.

O escoamento das águas do tabuleiro faz-se através de gárgulas embutidas nos passeios com tampa em grelha metálica, no alinhamento dos pilares e junto às carlingas.

O escoamento pluvial nos sumidouros junto dos pilares faz-se através de tubos em FFD amarrados aos pilares com abraçadeiras. Na base, a receção faz-se através de caixas de dissipação em betão.

A descida das águas pluviais nos encontros é feita através de meias canas em betão com diâmetro ϕ300.

Tal como anteriormente referido, as juntas de dilatação são em neoprene envolvendo chapas de aço, compatíveis com os movimentos estimados para a estrutura.

Os aparelhos de apoio são em neoprene cintado. Os batentes transversais são em neoprene cintado dotados de placas de teflon.

O esquema de pavimentação a implementar nas Obras de Arte Correntes é o seguinte:

1. Rega de colagem em emulsão betuminosa modificada termoaderente;
2. Camada de regularização em AC4 reg PMB 45/80-65 (AB), com uma espessura média de 0,03 m;

3. Rega de colagem em emulsão betuminosa modificada termoaderente;
4. Camada de desgaste prevista com espessura de 0.05 m, tal como na plena via fora da obra de arte.

O tapete betuminoso, incluindo a camada de regularização e a camada de desgaste terá assim uma espessura total de 0.08 m

7. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

7.1 Regulamentação, Normas e Especificações

No desenvolvimento dos estudos e projetos seguiu-se o estipulado na seguinte regulamentação:

Regulamentação Nacional:

- RSA – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes;
- REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado;

Normas Europeias e Eurocódigos Estruturais:

- Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas
- Eurocódigo 1 – Ações em estruturas
- Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão
- Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço
- Eurocódigo 4 – Projeto de estruturas mistas aço-betão
- Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico
- Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos
- NP EN 206-1: 2007 – Betão. Parte 1: Desempenho, especificação, produção e conformidade
- NP EN 13670:2011/Emenda 1:2012 – Execução de estruturas em betão

Especificações LNEC:

- Especificação LNEC E 464:2005 – Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais
- Especificação LNEC E 465:2005 – Betões. Metodologia para estimar as propriedades do desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projeto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS

A utilização dos Eurocódigos foi efetuada de acordo com o indicado no Caderno de Encargos da IP com a prevalência da regulamentação nacional ou do Eurocódigo conforme prescrito.

7.2 Modelos de Cálculo

A análise das estruturas submetidas às ações regulamentares foi efetuada por métodos numéricos através de programas de cálculo estrutural, quer de aplicação geral, quer especificamente desenvolvidos para o cálculo de obras de arte.

A estrutura do viaduto foi analisada através de modelos de barras tridimensionais para a análise do seu comportamento global devido às ações verticais e horizontais e modelos de casca para a análise local do tabuleiro.

Dos programas de aplicação geral recorreu-se prioritariamente ao programa SAP2000. Para a análise das estruturas quando solicitadas pela ação dos sismos realizaram-se análises dinâmicas por espectro de resposta.

7.3 Critérios de Dimensionamento

Adotaram-se os critérios de verificação da segurança preconizados nos Eurocódigos estruturais.

Os Eurocódigos integram a maioria das normas e recomendações existentes, pelo que foram considerados como as principais diretivas para definição de ações e critérios de dimensionamento.

Deste modo, e de acordo com a regulamentação em vigor, foram efetuados dois tipos de verificações para os tabuleiros:

- Verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização de acordo com os Eurocódigos, que inclui os seguintes estados limites:
  - Descompressão, para a combinação quase permanente de ações;
  - Largura de fendas, para a combinação frequente de ações;
  - Compressão máxima no betão para a combinação rara de ações.
- Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos – foi verificada a segurança em relação ao estado limite último de resistência, com as combinações fundamentais indicadas nos Eurocódigos.

Em relação aos pilares, foi verificada a sua segurança em relação aos estados limites últimos de resistência e encurvadura.

A segurança global dos encontros foi verificada em relação aos estados limites últimos de equilíbrio, enquanto a segurança das diversas peças de betão armado que os constituem foi verificada em relação aos estados limites últimos de resistência.

A segurança dos restantes elementos constituintes das obras de arte foi efetuada em relação aos estados limites últimos de resistência para os elementos em betão armado, e pelo método das tensões admissíveis para outros elementos, como aparelhos de apoio e dispositivos de travamento.

Em relação à segurança dos terrenos de fundação, recorre-se ao método das tensões admissíveis para as fundações diretas e às verificações de segurança preconizadas no Eurocódigo 7.

8. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

8.1 Ações

Em relação à segurança dos terrenos de fundação, recorre-se ao método das tensões admissíveis para as fundações diretas e às verificações de segurança preconizadas no Eurocódigo 7.

Referem-se sucintamente as ações consideradas as quais são objeto de tratamento específico, função do modelo de cálculo a que se aplicam.

8.1.1 Ações Permanentes

Peso Próprio

Para o peso próprio (PP) dos elementos de betão armado considerou-se um peso específico de 25.0 kN/m^3.

Restantes Cargas Permanentes

A ação das restantes cargas permanentes (RCP) foi simulada através de cargas uniformemente distribuídas.

Estas cargas foram aplicadas no modelo de análise de forma variável transversalmente, de acordo com perfil final do restabelecimento.

8.1.2 Ações Reológicas

Os efeitos de retração e fluência do betão são ações ao longo do tempo consideradas permanentes.

As extensões devidas à retração e os coeficientes de fluência foram consideradas de acordo com o estipulado na regulamentação europeia, EN1992-1-1 para uma idade de 10 000 dias após o início da construção.

Foram considerados os seguintes parâmetros para a sua quantificação:

- Humidade relativa média de 70% e temperatura ambiente de 20ºC

São então determinados os esforços resultantes do respetivo faseamento construtivo, para cada fase da obra, assim como a longo prazo.

8.1.3 Ações Variáveis

Foram consideradas as ações do tráfego rodoviário, passeios, vento e ações térmicas. As ações do vento e da temperatura foram calibradas para um tempo de vida útil de 100 anos, valor indicado para este tipo de estruturas.

8.1.3.1 Ações do Tráfego Rodoviário

Para as sobrecargas rodoviárias serão considerados os parâmetros/coeficientes estabelecidos para as Estradas Nacionais - Classe II, de acordo com a NP EN1991-2.

8.1.3.1.1 Cargas Verticais

Para representar o tráfego rodoviário no âmbito das verificações dos estados limites últimos e estados limites de utilização adotou-se como modelo de carga vertical o Modelo de Carga 1 (LM1), constituído por cargas concentradas e uniformemente distribuídas. Este modelo foi usado quer nas verificações gerais e quer nas locais.

Modelo de Carga 1 é constituído por dois sistemas parciais:

- Cargas concentradas de eixo duplo (sistema em tandem: TS);

- Cargas uniformemente distribuídas (sistema UDL).

Estas cargas devem ser aplicadas em toda a largura da plataforma de rodagem, w, medida entre lancis, sendo que o número de vias dedicadas será o seguinte:

w = 5.00 m; logo o número de vias é igual a n = Int (7.0 / 3.0) = 3.

O viaduto será analisado considerando 2 vias dedicadas de 3.00 m cada e uma de 1.50 m ou 1 via de 3.00 m e 2 vias de 2.25 m.

Quadro 1 – Modelo de Carga 1: valores característicos

Localização	Sistema em tandem *TS*	Sistema *UDL*
	Cargas por eixo Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ou q_{rk}) (kN/m^2)
Via número 1	270	6.3

Via número 2	160	2.5
Via número 3	80	2.5

A localização e a numeração das vias de circulação devem ser efetuadas de acordo com as seguintes regras:

- A localização das vias dedicadas não é necessariamente relacionada com a respetiva numeração;

- Para cada verificação separada o número de vias a considerar carregadas, a sua localização na plataforma de rodagem e a sua numeração devem ser escolhidos de forma que os efeitos dos modelos de carga sejam os mais desfavoráveis.

Na aplicação destas cargas deve ser considerado que apenas um sistema em tandem pode ser aplicado por via dedicada, devem ser considerados apenas sistemas em tandem completos e deve pressupor-se que cada sistema em tandem circula nos eixos das vias dedicadas. Relativamente às cargas uniformemente distribuídas, devem ser aplicadas, longitudinal e transversalmente, apenas nas zonas desfavoráveis da superfície de influência.

Os sistemas TS e UDL devem ser afetados por um coeficiente de correção α, que neste caso se considerou igual a 1.

Os valores reduzidos de combinação destas ações são:

- TS com $\Psi_0 = \Psi_1 = 0.75$ e $\Psi_2 = 0.00$,

- UDL com $\Psi_0 = \Psi_1 = 0.40$ e $\Psi_2 = 0.00$.

8.1.3.1.2 Forças de Frenagem e Arranque

As forças devido à frenagem e arranque a aplicar nos viadutos são simuladas através de cargas uniformemente distribuídas tomando os seguintes valores:

Força de frenagem, deve ser considerada como uma força longitudinal atuando ao nível da câmara de desgaste do pavimento.

$Q_{Frenagem}$ = 0.6 x (2 x TS) + 0.10 x UDL x w x L ≤ 900 kN

$Q_{Frenagem}$ = 0.6 x (2 x 270) + 0.10 x 6.3 x 3.00 x 33 = 387 kN ≤ 900 kN

Esta força pode considerar-se como aplicada apenas ao longo do eixo da plataforma de rodagem e uniformemente distribuída sobre o comprimento carregado.

As forças de arranque devem ser consideradas com a mesma intensidade das forças de frenagem, mas em sentido oposto.

8.1.3.1.3 Grupos de carga

Na aplicação das diversas cargas associadas à sobrecarga rodoviária consideraram-se os seguintes grupos de carga.

Quadro 2 – Determinação dos grupos de cargas de tráfego

Sistema de carregamento	**Forças verticais**	**Forças Horizontais**		**Sobrecarga no passadiço**
	LM1 (Sistemas TS e UDL)	Forças de frenagem e de arranque	Forças centrífugas	Carga uniformemente distribuída
Gr1a	Valores característicos	-		Valor de combinação
Gr2	Valores frequentes	Valor característico		-

8.1.3.1.4 Ações nos Passadiços

De acordo com a NP EN 1991-2 considera-se a atuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída de 5 kN/m^2.

Os valores reduzidos de combinação destas ações são: Ψ_0 = 0.40; Ψ_1 = 0.40; Ψ_2 = 0.00.

8.1.3.1.5 Ação do vento

Para a quantificação da ação do vento sobre a obra observaram-se os pressupostos de cálculo enunciados na norma EN 1991-1-4, os quais foram complementados pelo respetivo anexo nacional.

A força exercida pelo vento sobre a estrutura na direção transversal foi determinada pelo método simplificado na referida norma atendendo a que:

$$Fw = ½ \rho V_b^2 c_e c_{f,x} A_{ref,x}$$

Onde,

ρ é a densidade do ar, tomada igual a 1.25 kg/m^3;

V_b é a velocidade base do vento em m/s;

c_e é o coeficiente de exposição;

$c_{f,x}$ é o coeficiente de força, que depende da geometria do tabuleiro;

$A_{ref,x}$ é a área de referência da secção segundo a direção transversal.

A velocidade base do vento é definida por:

$$V_b = c_{dir} c_{season} V_{b,0} c_{prob}$$

Onde,

c_{dir} é o coeficiente de direção, considerado igual à unidade;

c_{season} é o coeficiente referente à estação, considerado igual à unidade;

$V_{b,0}$ é o valor fundamental da velocidade base do vento em m/s,

c_{prob} é o coeficiente de probabilidade referente à vida útil de 100 anos da estrutura calculado através da seguinte expressão e que toma p = 0.01, e, de acordo com o anexo nacional, K = 0.11 e n = 1.0:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \times \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \times \ln(-\ln(0.98))}\right)^n$$

O valor de $V_{b,0}$ é igual a 30 m/s (zona B), do qual se obtém um V_b = 31.60 m/s.

Para a determinação coeficiente de exposição considerou-se que a obra se insere num terreno de categoria IV e que a altura de referência z_e da estrutura é igual a 6.0 m, obtém-se c_e =1.44, com base no ábaco apresentado na EN1991-1-4.

Tabuleiro:

Prevê-se a adoção de guardas de segurança rodoviárias com nível de retenção H2, ao qual corresponde um écran de:

d_{tot} = 2.80 m, obtém-se $A_{ref,x}$ = 2.80 m^2/m

Para a definição do coeficiente de força $c_{f,x}$ poderá recorre-se à relação b/d_{tot} e base no ábaco da norma, obtém-se $c_{f,x}$ = 1.

Relativamente às forças longitudinais produzidas pelo vento considerou-se 25% das forças produzidas na direção transversal.

E na direção vertical considerou-se que o coeficiente de força $c_{f,z}$ = ±0.9 e a área de referência é igual à área em planta a A_{ref} = 13.5 m^2/m.

Assim, com sobrecarga rodoviária sobre a ponte obtém-se:

Na direção transversal

$F_{wk,y}$ = ½ x 1.25 x 31.6^2 x 3.6 x 2.8 / 1000 = 6.3 kN/m

Na direção longitudinal considerou-se $F_{w,x}$ = 0.25 $F_{w,y}$

$F_{wk,x}$ = 0.25 x 6.3 = 1.6 kN/m

Na direção vertical

$F_{w,z}$ = ½ x 1.25 x 31.6^2 x 1.44 x 0.9 x 13.5 / 1000 = ±10.95 kN/m

A ação vertical do vento considerou-se a atuar nos vários *frames* da laje.

Pilares:

Segundo EN1991-1-4 o coeficiente de força c_f para elementos estruturais de secção retangular (secção aproximada do pilar em causa) deverá ser determinado por:

$$c_f = c_{f,0} \times \Psi_r \times \Psi_\lambda$$

Onde,

$c_{f,0}$ é o coeficiente de força para elementos de secção retangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades

Ψ_r é o coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados

Ψ_λ é o coeficiente de efeitos de extremidade

Neste caso a definição do coeficiente de força $c_{f,0}$ foi obtido diretamente na figura 7.23 da norma tendo em conta a relação d/b, o coeficiente de redução foi considerado igual a Ψ_r = 1.00 e o coeficiente de efeitos de extremidade determinado em função da esbelteza λ, que no presente caso e de acordo com o quadro NA-7.16 para uma esbelteza d λ = ∞ vem igual Ψ_λ = 1.00.

Os valores reduzidos de combinação destas ações são: Ψ_0 = 0.60; Ψ_1 = 0.20; Ψ_2 = 0.00.

8.1.3.1.6 Temperatura

Para a quantificação da ação da temperatura observaram-se os pressupostos de cálculo enunciados na norma NP EN 1991-1-5, os quais foram complementados pelo respetivo anexo nacional. Na consideração simultânea da variação uniforme de temperatura com a variação diferencial de temperatura poderá utilizar-se a seguinte expressão:

0.80 x VUT + VDT ou VUT + 0.80 x VDT

8.1.3.1.6.1 Variação Uniforme de Temperatura

De acordo com o regulamento os tabuleiros de betão com viga em caixão são considerados como pertencendo ao tipo 3 de tabuleiro. As componentes uniformes de temperatura (VUT) máxima e mínima ($T_{e,max}$ e $T_{e,min}$) são definidas para cada tipo de tabuleiro.

Neste caso estas componentes tomam os seguintes valores, para a zona B:

$T_{e,max}$ = 40.0ºC

$T_{e,min}$ = 0ºC

Por outro lado, tendo em conta que o tempo de vida útil da estrutura será de 100 anos, é necessário calibrar os valores das componentes uniformes de temperatura máxima e mínima para

probabilidades de serem ou não excedidas, para um p = 0.01, diferente do considerado na norma que é de p = 0.02.

Assim, estas componentes tomam os seguintes valores:

$T_{max,p} = T_{max} - [\ln(-\ln(1 - p)) + 3.902] / c$

$T_{min,p} = T_{min} + [\ln(-\ln(1 - p)) + 3.902] / c$

Onde,

p = 0.01

c = π / √6 / 1.5 = 0.855

Tomando, para as zonas em questão (para tempo de vida útil de 50 anos):

T_{max} = 40 ºC

T_{min} = 0 ºC

Obtém-se os seguintes valores para as componentes uniformes de temperatura corrigido para tempo de vida útil de 100 anos:

$T_{e,max} = T_{max,p}$ = 39.7 ºC

$T_{e,min} = T_{min,p}$ = -0.1 ºC

Os efeitos de dilatação e de contração são avaliados em relação à temperatura de construção da estrutura T_0. Na ausência de dados precisos, a temperatura T_0 considerada é de 15 ºC, pelo que:

$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15 - (-0.1) \approx 15.1$ ºC (máxima contração)

$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 39.7 - 15 \approx 24.7$ ºC (máxima expansão)

$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 39.7 - (- 0.1) \approx 39.8$ ºC (amplitude de variação de temperatura)

Os valores reduzidos de combinação destas ações são: Ψ0 = 0.60, Ψ1 = 0.60 e Ψ2 = 0.50.

8.1.3.1.6.2 Variação Diferencial de Temperatura

Com base nesta norma definiram-se as componentes da variação diferencial de temperatura $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$ que correspondem à situação em que a face superior está mais quente que a inferior e à situação em que a face inferior está mais quente que a superior, respetivamente.

Para o tabuleiro do tipo 3, viga em caixão de betão armado, as componentes tomam os seguintes valores:

$\Delta T_{M,heat}$ = 15 ºC e $\Delta T_{M,cool}$ = 5 ºC

Estes valores foram definidos para revestimentos da superfície de 50 mm sendo corrigidos pelo fator k_{sur} definido de acordo com o tipo de tabuleiro e revestimento da superfície.

No presente caso tratando-se de um viaduto rodoviário o revestimento é constituído por camada de betão betuminoso. De acordo com a NP EN 1991-1-5 o k_{sur} para revestimentos constituídos por 80 mm de revestimento é igual a:

k_{sur} = 0.7, para $\Delta T_{M,heat}$ e k_{sur} = 1.0, para $\Delta T_{M,cool}$

Então, os valores correspondentes à variação diferencial de temperatura são:

$\Delta T_{M,heat}$ = 10.5 ºC, face superior mais quente que a inferior;

$\Delta T_{M,cool}$ = -5 ºC, face inferior mais quente que a superior.

Os valores reduzidos de combinação destas ações são: Ψ0 = 0.60, Ψ1 = 0.60 e Ψ2 = 0.50.

8.1.3.1.7 Impulso de terras

O impulso de terras foi calculado de acordo com a teoria de Rankine para um muro vertical com terrapleno de nível.

Considerou-se, para o solo, um peso específico de 20 kN/m^2 e um ângulo de atrito interno de 35º. Deste modo, obtiveram-se coeficientes de impulso ativo e em repouso de k_a = 0.27 e k_0 = 0.43, respetivamente, para as verificações aos Estados limite últimos de equilíbrio (EQU) e Estados limite últimos de resistência (STR) em que $\gamma_{tan\phi'}$ = 1.00. Considerou-se ainda um coeficiente de impulso ativo de k_a = 0.34, para as verificações aos Estados limite últimos por rotura por insuficiente capacidade resistente do terreno (GEO) em que $\gamma_{tan\phi'}$ = 1.25.

Na determinação do impulso associado à sobrecarga rodoviária considerou-se uma carga uniformemente distribuída com o valor característico de 10 kN/m^2.

8.1.3.1.8 Ação Sísmica

A ação sísmica foi quantificada tendo por base os espectros de resposta definidos na NP EN 1998 1 e respetivo anexo nacional.

De acordo com anexo nacional a obra encontra-se localizada na zona sísmica 3, para a ação sísmica do Tipo 1 (sismo afastado) e na zona sísmica 3, para a ação sísmica do Tipo 2 (sismo próximo). Com base neste zonamento define-se a aceleração máxima de referência, $a_{g,R}$, que corresponde a:

$a_{g,R}(1.3) = 1.50\ m/s^2$

$a_{g,R}(2.3) = 1.70\ m/s^2$

O valor de cálculo da aceleração corresponde à aceleração máxima de referência afetada do coeficiente de importância, g_I, que depende da categoria da obra em questão. Neste caso a obra pertence à categoria II pelo que $g_I = 1.0$.

Considerou-se que o solo de fundação corresponde ao terreno do tipo B, de acordo com a ENV 1998-1, ao qual correspondem os seguintes coeficientes de solo, S, que amplificam a aceleração de cálculo:

S(1.3) = 1.19

S(2.3) = 1.21

Para a construção do espectro de cálculo considerou-se como coeficiente de comportamento da estrutura q = 1.0 considerando um comportamento de estruturas indeformáveis e considerando o amortecimento viscoso de 5% (estrutura de betão armado). Para os restantes componentes da obra de arte, tabuleiros, aparelhos de apoio e juntas, bem como para a componente vertical do sismo tomou-se também q = 1.0.

Na análise modal consideraram-se os modos cuja soma das massas modais efetivas representa pelo menos 90% da massa total da estrutura. A combinação das respostas modais foi efetuada pela combinação quadrática completa (CQC) enquanto a combinação da resposta nas componentes horizontais foi realizada pela raiz quadrada da soma dos quadrados dos valores máximos segundo cada direção (RQSQ).

8.2 Modelo de cálculo

Os esforços e deformações foram obtidos a partir de modelos base tridimensional de elementos finitos criado através do programa de cálculo SAP2000, tendo por base a geometria das peças. Dadas as características do tabuleiro, foi criado um modelo base, onde o tabuleiro da obra foi modelado através de elementos finitos, *frame*, tal como os pilares.

Tratando-se de uma obra com fundação direta, a interação solo-estrutura foi simulada através da introdução de apoios fixos para translações e rotações, em todas as direções, definida a partir dos resultados do estudo das fundações, apresentado em relatório próprio.

As ações consideradas são as definidas no EN 1991 e, no caso da análise sísmica, o definido na EN1998.

No mesmo modelo foram obtidos os esforços de dimensionamento para a análise transversal do tabuleiro.

Os esforços obtidos nestes modelos foram combinados de acordo com os Eurocódigos, para a verificação do tabuleiro, quer para os Estados Limites Últimos de flexão e de esforço transverso e torção, quer para os Estados Limites de Utilização.

Estes modelos serviram ainda de base para a verificação de segurança dos pilares.

A consideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento dos fustes foi efetuada através da abordagem preconizada na legislação europeia-Eurocódigos.

Foi também desenvolvido um modelo tridimensional dos Encontros criado no programa SAP2000, encontro esse que foi modelado através de elementos *shell* para todos os elementos, à exceção das vigas e pilares interiores, que foram modeladas através de elementos *frame*.

Nas figuras seguintes apresentam-se imagens do modelo base e dos Encontros, criados através do programa de cálculo SAP2000

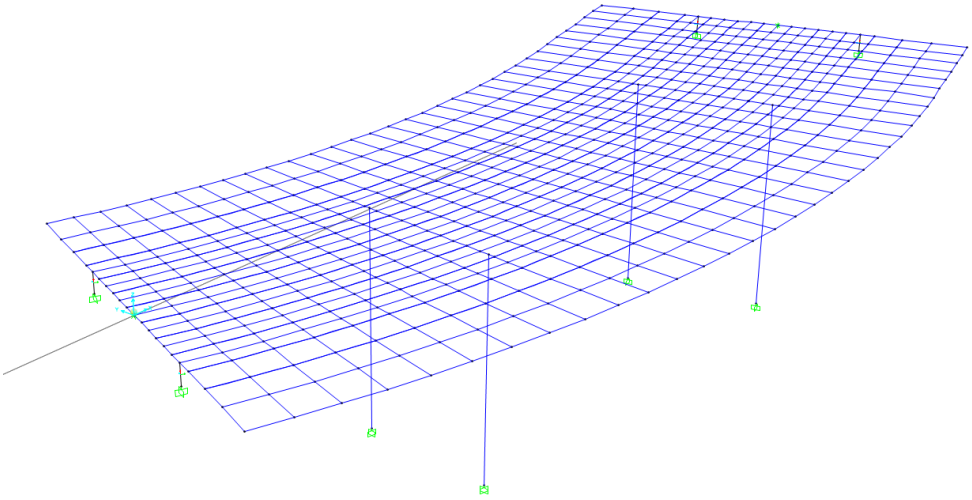


Figura 1 – Modelo de cálculo (offset)

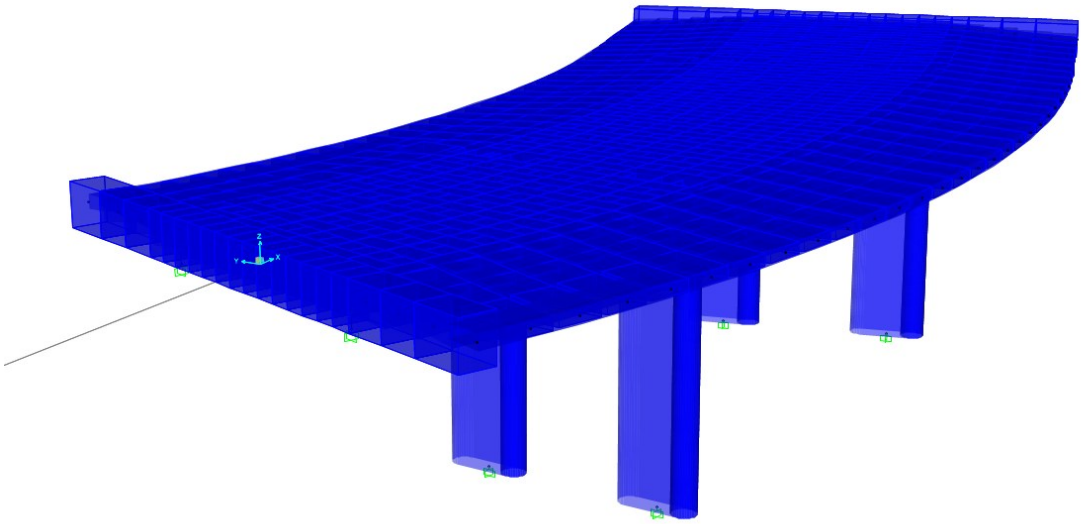


Figura 2 – Modelo de cálculo (extruded)

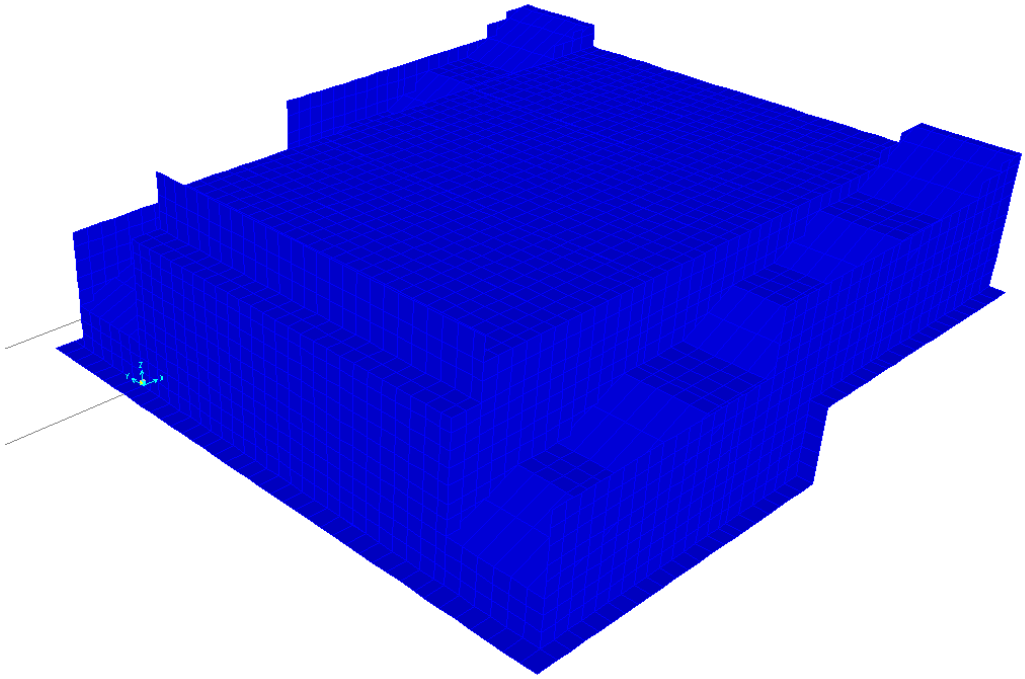


Figura 3 – Modelo de cálculo do Encontro

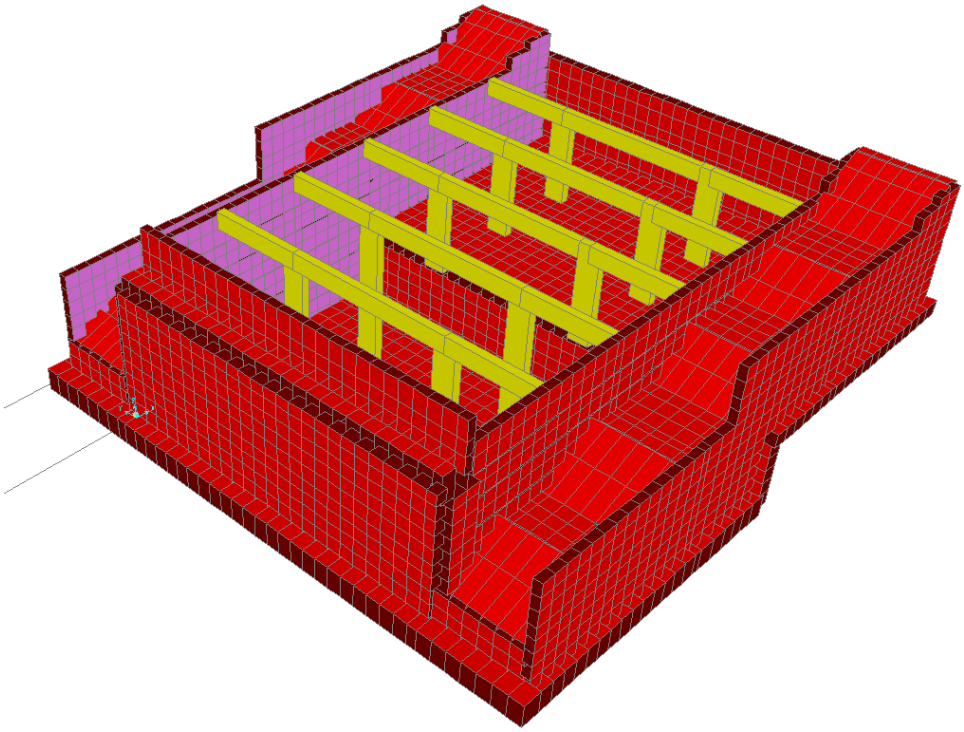


Figura 4 – Modelo de cálculo do Encontro (extruded e vista do interior)

8.3 Cálculos Justificativos

8.3.1 Tabuleiro

8.3.1.1 Análise Transversal

8.3.1.1.1 Descrição – Modelo de cálculo

O tabuleiro apresenta secção transversal em laje de nervura larga, com consolas de 3.25 m, a nervura possui uma largura na base de 7.0 m. O tabuleiro possui assim uma largura total de 13.50 m. As consolas têm 0.20 m de espessura na extremidade, aumentando linearmente até 0.71 m à face da nervura.

Com vista à análise transversal do tabuleiro foi adaptado o modelo criado para faixas finitas.

A análise transversal do tabuleiro foi realizada tendo por base os esforços obtidos através dos modelos de elementos finitos referidos anteriormente.

Tendo em vista a obtenção dos esforços mais severos para o dimensionamento de uma secção de vão e sobre apoios, consideraram-se casos de carga envolvendo o peso próprio, as restantes cargas permanentes, a sobrecarga rodoviária, a sobrecarga no passadiço. Estes modelos permitem analisar a distribuição transversal de esforços associada aos veículos rodoviários definidos pelo modelo de carga LM1 da NP EN1991-2.

8.3.1.1.2 Verificação da segurança aos estados limite últimos

8.3.1.1.2.1 Estado limite último de flexão

Efetuou-se a verificação da segurança ao estado limite último de flexão na direção transversal do tabuleiro para as zonas mais condicionantes do vão e do apoio.

O cálculo das áreas de armadura ordinária foi efetuado recorrendo a tabelas de flexão simples, através dos parâmetros indicados:

i) Cálculo do momento fletor reduzido: $\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$

ii) Obtenção da percentagem mecânica de armadura (ω) correspondente a μ (através de tabelas)

iii) Área de armadura necessária: $A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{syd}$

Nos quadros seguintes apresentam-se os esforços de cálculo, bem como o dimensionamento das armaduras nos elementos considerados.

Para a determinação dos esforços de cálculo foram analisados os esforços de cálculo na direção em análise, neste caso momentos m_{33}.

Quadro 3 – Análise transversal - Armaduras de flexão

Elemento	Combinação	$M_{sd,Total}$ [kNm/m]	h [m]	d [m]	μ	Ω	As/s [cm²/m]	Armadura adotada
Apoio	**ELU-gr1a**	-790	0,72	0,64	0,073	0,0760	29.8	Ø20//0.10
1/2 VCentral	**ELU-gr1a**	200	0,80	0,72	0,015	0,0151	6,5	Ø20//0.20

8.3.1.1.2.2 Estado limite último de esforço transverso

De acordo com o Eurocódigo 2 o esforço transverso resistente de um elemento de betão armado sem armadura específica pode ser calculado através da expressão:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}\right] b_w d$$

com o mínimo de:

$$V_{Rd,c,\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d$$

onde:

ρ_l = A_{sL} / d ≤ 0.02, onde A_{sL} representa a área de armadura de tração, vindo neste caso:

ρ_l = 31.42 x10^{-4} / 0.633 = 0.005 (∅20//0.20)

$C_{Rd,c}$ = 0.18 / γ_c = 0.12

k = 1 + √(200/$d_{(mm)}$) ≤ 2.0, k = 1.56

f_{ck} = 35.0 MPa

k_1 = 0.15

σ_{cp} = 0

Com b_w = 1 000 mm e d =632.5 mm

$V_{Rd,c}$ = 307 kN

No quadro seguinte apresentam-se os esforços transversos de cálculo e resistentes nas várias secções analisadas.

Quadro 4 – Análise transversal - Esforço transverso [kN/m]

Elemento	**Combinação**	**V_{sd}**
Apoio	**ELU-gr1a**	125
1/2 VCentral	**ELU-gr1a**	50

Considera-se garantida a resistência das secções ao esforço transverso sem armaduras específicas de esforço transverso.

8.3.1.1.2.3 Verificação aos estados *limites de fendilhação*

Para elementos de betão armado e classe de exposição XC4 deverá ser garantida uma abertura máxima de fendas de $w_{máx}$ = 0.3 mm para a combinação quase permanente de ações. Foi utilizado o programa FAGUS para o cálculo de abertura de fendas, com o valor de M_{qp}= 325 kNm, que resulta numa abertura de fendas de w_k = 0.15 mm, verificando assim a fendilhação.

8.3.1.2 Análise Longitudinal

8.3.1.2.1 Verificação aos estados limites de utilização

Os estados limites de utilização considerados foram os estados limites de fendilhação e os estados limites de deformação. Quanto aos primeiros foram efetuadas a verificação em relação ao estado limite de largura de fenda. Quanto aos segundos foi verificada a flecha máxima que ocorre no tabuleiro.

8.3.1.2.1.1 Estado Limite de Fendilhação

De acordo com a NP EN 206-1: 2007 e com as condições de exposição ambiental a que a obra irá estar sujeita, o tabuleiro irá estar exposto à corrosão induzida por carbonatação inserindo-se na classe XC4, betão ciclicamente húmido e seco.

Perante esta classificação, considerou-se a utilização do betão C35/45, superior ao definido como classe mínima no quadro F.1 do mesmo documento, que é C30/37.

Deverá então ser garantida uma abertura máxima de fendas de $w_{máx}$ = 0.3 mm para a combinação quase permanente de ações. Foi utilizado o programa FAGUS para o cálculo de abertura de fendas, com o valor de M_{qp}= 660 kNm/m no apoio e M_{qp}= 550 kNm/m no vão.

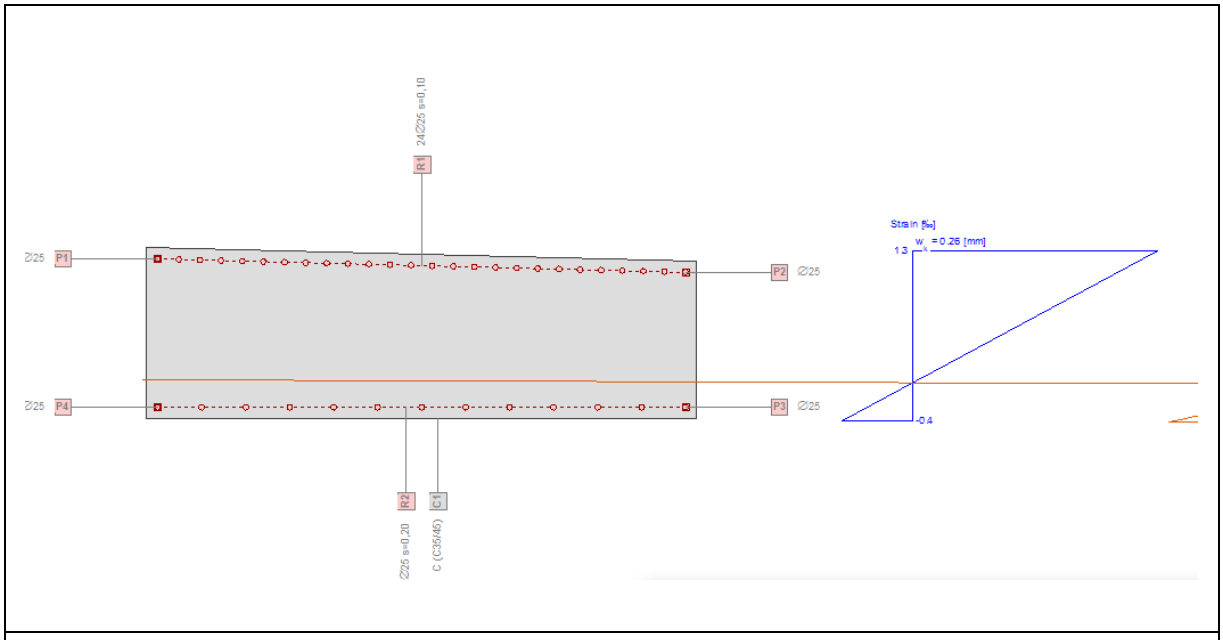


Figura 5 – Verificação da abertura de fendas para a secção condicionante (apoio)

Como o wk < 0.30 mm considera-se verificado o Estado Limite de Abertura de Fendas;

8.3.1.2.1.2 Verificação da segurança aos estados limite últimos

Foram obtidos os esforços para as combinações mais condicionantes e calculadas as armaduras necessárias para as zonas de apoio e de vão. O cálculo de armaduras foi igual ao adotado para a análise transversal, tendo sido a laje dividida em bandas. A banda mais condicionante é a banda do alinhamento do pilar do extradorso.

Quadro 5– Análise longitudinal – Armaduras de flexão [kN/m]

Elemento	Combinação	$M_{sd,Total}$ [kNm/m]	h [m]	d [m]	μ	Ω	As/s [cm²/m]	Armadura adotada
Apoio	**ELU-gr1a**	-1200	0,71	0,63	0,132	0,144	48,91	Ø25//0.10
1/2 VCentral	**ELU-gr1a**	1125	0,71	0,63	0,123	0,134	44,91	Ø25//0.10

Armadura mínima de flexão

De acordo com a *EN 1992-1* a armadura mínima de flexão não deverá ser inferior a:

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \, d$$

com um mínimo de:

$$A_{s,\min} = 0.0013 \; b_t \, d$$

Para o tabuleiro em análise, d = 0.71 m (altura da laje) e b_t = 1.0 m (largura máxima da nervura), vindo:

$A_{s,min}$ = máx {0.26 x 3.2/500 x 1.0 x 0.71 ; 0.0013 x 1.0 x 0.71 } = máx {0.0012;0.0009} = 0.0012

A armadura de flexão deverá então ser superior a 12 cm^2/m (5.6 cm^2/m para a zona da consola).

8.3.1.2.1.3 Estado Limite Último de Esforço Transverso

A armadura especifica de esforço transverso, foi dimensionada de acordo com o EC2, sendo determinada através da seguinte expressão:

$$A_s/s = \frac{V_{sd}}{0.9 d f_{ywd} \, cot\, g\, \theta}$$

tendo por limite a resistência máxima do tabuleiro ao esforço transverso determinada com base em:

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{cot\, g\theta + tan\, \theta}$$

Quadro 6 – Dimensionamento das armaduras de Esforço transverso

Secção	V_{Ed} [kN/m]	A_s/s [cm^2/m]	Armadura adotada	A_s/s(adotada) [cm^2/m]

Encontro	**Banda 2**	600	12.3	∅12//0.20 c/ 2.5 ramos/m Alt.	14.1
Pilar	**Banda 2**	860	17.5	∅16//0.20 c/ 2.5 ramos/m Alt.	25.1

De acordo com o EC2, a percentagem mínima de armadura transversal a adotar é igual a:

$$\rho_{w,\min} = 0.08\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.08 \times \frac{\sqrt{35}}{500} = 9.5 \times 10^{-4}$$

8.3.2 Carlingas dos Encontros

8.3.2.1 Descrição, modelo de cálculo

O tabuleiro apoia-se nos encontros através de aparelhos de apoio em neoprene cintado, colocados sob as carlingas. A análise destas peças foi efetuada com base nos esforços obtidos no modelo cujas carlingas foram simuladas como elementos de barra.

8.3.2.2 Estado limite **último** de flexão

O cálculo das áreas de armadura ordinária foi efetuado recorrendo a tabelas de flexão simples.

Quadro 7 – Dimensionamento da carlinga

Secção	M_{sd} [kNm]	μ	ω	A_s [cm²]	Armadura adotada
Apoio	-860	0.055	0.057	22.4	8∅20 (25.1 cm²)
½ vão	450	0.029	0.030	11.8	8∅20 (25.1 cm²)

Considerou-se uma armadura em cada face composta por 8∅20 (25.1 cm²).

8.3.2.3 Estado limite último de esforço transverso

O esforço transverso de dimensionamento a z cotg do apoio é igual a:

V_{sd} =570 kN

De acordo com o EC2 é necessária uma armadura transversal igual a:

$A_s/s = 14.1\ cm^2/m$

Adotando-se uma armadura composta por ∅10//0.20(2r) + ∅10//0.20(2r) o que equivale a 15.7 cm^2/m.

8.3.3 Pilares

8.3.3.1 Modelo de Cálculo

Para a análise dos pilares utilizou-se o modelo descrito no capítulo respetivo.

No modelo de cálculo as fundações diretas dos pilares foram modeladas como encastramento perfeito e as ligações aos encontros através de molas cuja rigidez foi determinada tendo em conta as características dos aparelhos de apoio de neoprene.

Para a determinação dos esforços nos pilares devidos ao encurtamento do tabuleiro resultante dos efeitos diferidos do betão e à variação uniforme de temperatura, e dado que estas deformações se processam de uma forma muito lenta, considerou-se para o módulo de elasticidade do betão metade do valor do módulo de elasticidade tangente aos 28 dias, $E_{c,28}/2$.

8.3.3.2 Combinação de ações

Combinação fundamental de ações Gr1a:

- Variável de base: S_{LM1}

$S_{sd} = 1.35/1.00xS_{PP} + 1.50/1.00xS_{RCP} + 1.0xS_{PE} + 1.35/0.00xS_{LM1} + 1.50/0.00x0.4xS_{Ped} + + 1.50x0.6xS_{Vento}$;

- Variável de base: $S_{Vento,Fw}$

$S_{sd} = 1.35/1.00xS_{PP} + 1.50/1.00xS_{RCP} + 1.00xS_{PE} + 1.50xS_{Vento} + 1.35/0.00x0.75/0.40xS_{LM1} + + 1.50/0.00x0.4xS_{Ped}$;

Combinação fundamental de ações, Gr2:

- S_{sd} = 1.35/1.00xS_{PP} + 1.50/1.00xS_{RCP} + 1.00xS_{PE} + 1.35/0.00x0.75/0.40xS_{LM1} + 1.35x$S_{Frenagem}$

Combinação sísmica:

- S_{sd} = S_{PP} + S_{RCP} + S_{sismo}

Através destas combinações de base obtiveram-se os valores máximos e mínimos de esforço axial para os diversos pilares e os valores máximos de momentos fletores e esforço transverso, determinando-se para cada situação os seus esforços concomitantes. Desta forma, os valores relevantes para esta verificação são os que se apresentam na presente verificação.

8.3.3.3 Cálculo da esbelteza e excentricidades adicionais

Devem ser tidos em conta os efeitos das imperfeições geométricas nos pilares, e quando relevante dos efeitos segunda ordem. A EN 1992-2 estabelece valores limites de esbeltezas dos pilares, que caso não sejam excedidos os efeitos de segunda ordem não necessitam ser contabilizados.

8.3.3.4Comprimento de encurvadura

Os comprimentos de encurvadura a considerar, l_0 = h×l, serão os seguintes, em função do tipo de ligação pilar/tabuleiro.

- Direção Longitudinal – ligação pilar/tabuleiro monolítica – tabuleiro fixo nos pilares:

P1I, P1E, P2I, P2E → h = 1.0

- Direção Transversal – ligação pilar/tabuleiro monolítica – tabuleiro fixo nos pilares:

P1I, P1E, P2I, P2E → h = 1.0

8.3.3.5Cálculo da Esbelteza dos Pilares

A esbelteza dos pilares é definida por:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

onde,

l representa a esbelteza do pilar na direção considerada;

l_0 representa o comprimento efetivo de encurvadura na direção considerada;

i representa o raio de giração da secção transversal do pilar na direção considerada, supondo-a constituída apenas por betão.

8.3.3.6 Imperfeições geométricas

De acordo com a *EN 1992-2* as imperfeições geométricas em pontes podem ser representadas por uma inclinação θ_l, dada por:

$$\theta_l = \theta_0 \alpha_h$$

onde,

θ_0 é o valor básico da inclinação, o valor recomendado é $\theta_0 = 1/200$;

a_h coeficiente de redução relativo ao comprimento ou altura, l: $a_h = 2/\sqrt{l}$; $a_h \leq 1$.

Para elementos isolados o efeito das imperfeições poderá ser considerado através de uma excentricidade e_i:

$$e_i = \theta_l \, l_0 / 2$$

onde,

l_0 é o comprimento de encurvadura do pilar.

Assim, com base nas alturas dos pilares e seus comprimentos efetivos determinam-se os coeficientes de redução a_h e as imperfeições geométricas, segundo os eixos do tabuleiro, vindo os valores das excentricidades devido às imperfeições geométricas.

8.3.3.7 Efeitos de segunda ordem

8.3.3.7.1 Critérios de esbelteza para elementos isolados

Os efeitos de segunda ordem com base no disposto na EN 1992-1 podem ser ignorados caso a esbelteza l do elemento em análise seja inferior a uma esbelteza limite, l_{lim}.

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}}$$

onde,

A = 1 / (1+0.2 f_{ef}), pode-se utilizar o valor de A = 0.7;

B = √(1+2 w), pode-se utilizar o valor de B = 1.1;

C = 1.7 - r_m, pode-se utilizar o valor de C = 0.7;

f_{ef} coeficiente de fluência efetivo;

w = $A_s f_{yd}$ / ($A_c f_{cd}$), taxa mecânica de armadura;

n = N_{Ed} / ($A_c f_{cd}$), esforço normal reduzido;

r_m = M_{01}/M_{02}, razão entre os momentos de primeira ordem nas extremidades.

Para definir a esbelteza limite associada a cada pilar da estrutura consideraram-se os valores recomendados de A, B e C. Uma vez que a esbelteza limite está associada ao esforço axial, efetuou-se o cálculo do l_{lim} para cada uma das combinações de ações.

A comparação das esbeltezas dos vários pilares é apresentada nos quadros de verificação dos pilares no anexo dos pilares, para cada uma das combinações e segundo as duas direções.

8.3.3.7.2 Método baseado numa curvatura nominal

Para o cálculo dos efeitos de 2ª ordem a considerar na análise dos pilares recorreu-se ao método simplificado baseado na curvatura nominal. Onde o momento de cálculo, M_{Ed} toma o valor de:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

com,

$$M_2 = N_{Ed} \times e_2$$

onde,

M_{0Ed} é o momento de primeiro ordem, incluindo o efeito das imperfeições;

M_2 é o momento de segunda ordem;

N_{Ed} é o esforço axial de cálculo;

e_2 é a excentricidade de 2ª ordem.

A excentricidade de 2ª ordem é definida por:

$$e_2 = (1/r)\, l_0^2 / p^2$$

onde,

$(1/r)$ é a curvatura;

l_0 é o comprimento efetivo de encurvadura.

A curvatura é definida por:

$$(1/r) = k_r\, k_\varphi\, (1/r_0)$$

onde,

$(1/r_0) = e_{yd} / (0.45\, d)$;

k_r é um factor de correção dependente do esforço normal;

k_φ é um coeficiente que tem em conta a fluência;

$e_{yd} = f_{yd} / E_s$, extensão de cedência do aço, para A500, $e_{yd} = 2.07 \times 10^{-3}$;

d altura útil da secção.

Na definição da curvatura de referência ($1/r_0$), caso a armadura do pilar não esteja toda concentrada nas faces opostas, a altura útil é definida por:

$$d = (h/2) + i_s$$

onde,

h é altura da secção na direção considerada;

i_s é o raio de giração da secção total de armaduras.

Vindo as curvaturas de referência:

$$(1/r_0)_{Transv} = 0.0017 \text{ e } (1/r_0)_{Long} = 0.0091$$

O fator de correção do esforço axial é dado por:

$$k_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1.0$$

onde,

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$, esforço normal reduzido;

$n_u = 1 + w$;

$w = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$, taxa mecânica de armadura;

n_{bal} é o esforço axial reduzido correspondente ao momento resistente máximo, pode utilizar-se o valor de 0.4.

O valor mais baixo que k_r pode tomar corresponde ao esforço axial máximo a que o elemento está sujeito. Assim, obtém-se $k_r = 1.0$ para qualquer situação de carga e para qualquer pilar em análise.

O coeficiente que tem em conta a fluência é definido por:

$$K_f = 1 + bf_{ef} \geq 1.0$$

onde,

f_{ef} é o coeficiente de fluência efetivo;

$b = 0.35 + f_{ck}/200 - l/150$.

O coeficiente de fluência efetivo é igual a:

$$f_{ef} = f(t_{00},t_0)\ M_{0Eqp}/M_{0Ed}$$

onde,

$f(_{00},t_0)$ é o coeficiente de fluência, determinado com base no anexo B da EN 1992-1;

M_{0Eqp} é o momento de 1ª ordem referente à combinação quase permanente de ações;

M_{0Ed} é o momento de 1ª ordem referente à combinações de ações de cálculo.

O coeficiente de fluência ao longo do tempo é definido por:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0\ \beta_c(t,t_0)$$

Em que:

O parâmetro f_0 é o coeficiente de fluência, calculado por:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH}\ \beta(f_{cm})\beta(t_0)$$

f_{RH} é o fator que tem em conta a influência da humidade relativa e define-se por:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1\right] \times \alpha_2 \quad para\ f_{cm} > 35\,MPa$$

RH é a humidade relativa do meio ambiente, em %, considerada igual a 70%;

h_0 espessura equivalente do elemento, em mm:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

Onde:

A_c é a área da secção transversal e u o perímetro do elemento em contacto com o ambiente. Para A_c = 1.665 m^2 e u = 6.69 m, vem: h_0 = 498 mm;

f_{cm} valor médio da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, para um betão C35/45, f_{cm} = 43 MPa.

$a_{1/2/3}$ são coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0.2} \quad \alpha 3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0.5}$$

Como f_{cm} = 43 MPa: a_1 = 0.866, a_2 = 0.959 e a_3 = 0.902

Então:

f_{RH} = 1.27

$b(f_{cm})$ fator que tem em conta a influência da resistência do betão:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

Tomando f_{cm} = 43 MPa, vem: $b(f_{cm})$ = 2.56;

$b(t_0)$ fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{\left(0.1 + t_0^{0.20}\right)}$$

Considerando t_0 = 28 dias, b(28) = 0.488

Então:

f_0 = 1.27 x 2.56 x 0.488 = 1.59

O parâmetro $b_{c(t,t0)}$ coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo é dado por:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0.3}$$

Onde,

t idade do betão na data considerada, considerou-se 36 500 dias;

t_0 idade do betão à data do carregamento, considerou-se 28 dias;

b_H coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento:

$$\beta_H = 1.5\left[1 + (0.012\,RH)^{18}\right]h_0 + 250\,\alpha_3 \le 1500\,\alpha_3 \quad para\, f_{cm} \ge 35\,MPa$$

Vindo: b_H = 1005

Então:

$b_{c(t,t0)}$ = 0.99

Então, o coeficiente de fluência ao longo do tempo é definido por:

$f(t,t_0)$ = 1.59 x 0.99 = 1.58

O coeficiente de fluência efetivo f_{ef} depende da relação entre os momentos de 1ª ordem da combinação quase permanente e os da combinação de cálculo, já afetados das imperfeições geométricas.

Em anexo apresentam-se os valores das excentricidades de 2ª ordem para cada combinação, nas duas direções tendo em conta os comprimentos efetivos de encurvadura, expostos no quadro respetivo, e de acordo com a expressão que se segue:

$$e_2 = (1/r)\, l_0^2 / p^2$$

8.3.3.7.3 Efeitos de 2ª ordem na análise sísmica

De acordo com a EN 1998-2 na verificação da segurança das secções suscetíveis de plastificar, rótulas plásticas, os efeitos de 2ª ordem devem ser tidos em conta na análise através de um acréscimo de momento fletor das secções críticas dado por:

$$\Delta M = \frac{1+q}{2} \times d_{Ed} \times N_{Ed}$$

onde,

q = coeficiente de comportamento tomado igual a 1.5;

d_{Ed} corresponde ao deslocamento relativo entre extremidades do pilar para a combinação sísmica;

N_{Ed} corresponde ao esforço axial do pilar para a combinação sísmica.

De acordo com a EN 1998-2 o deslocamento d_{Ed} é definido por:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \Psi_2 \Delta T$$

onde,

$d_E = q.d_{Ee}$, com d_{Ee} sendo o deslocamento sísmico para o espectro de cálculo;

q corresponde ao coeficiente de comportamento;

d_G corresponde ao deslocamento devido às ações reológicas;

$\Psi_2.DT$ corresponde ao valor quase permanente do deslocamento devido à variação uniforme de temperatura.

As excentricidades de 2ª ordem dos sismos na longitudinal e transversal encontram-se em anexo.

8.3.3.8 Verificação da segurança aos estados limites de flexão composta

8.3.3.8.1 Esforços de dimensionamento

Aos momentos fletores obtidos das combinações de ações, anteriormente indicadas, adicionou-se as parcelas referentes às excentricidades devido às imperfeições geométricas e às excentricidades de 2ª ordem a considerar em cada caso.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

O valor de M_{0Ed} corresponde ao momento de 1ª ordem já considerando as imperfeições geométricas, e_i, onde M_{sEd} corresponde aos valores de combinação:

$$M_{0Ed} = M_{sEd} + N_{Ed} \times e_i$$

E o valor de M_2 corresponde ao momento de 2ª ordem considerando uma excentricidade que simula os efeitos de 2ª ordem, e_2:

$$M_2 = N_{Ed} \times e_2$$

8.3.3.8.2 Determinação das armaduras longitudinais

A verificação da segurança da secção ao estado limite de flexão composta desviada foi realizada recorrendo ao programa *Galileu*, com o qual se determinaram as curvas de interação N-M_2-M_3 para as várias combinações de ações consideradas no dimensionamento dos pilares.

Para a armadura longitudinal dos pilares, nas zonas de maiores esforços, adotou-se uma armadura composta por 22∅20+22∅16 (1.0%) distribuídas ao longo de todo o perímetro dos pilares.

A zona mais condicionante é dada no topo do Pilar1 Extradorso, sendo verificada a segurança com um F.S = 3.68.

8.3.3.9 Verificação da segurança ao estado limite de esforço transverso

ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO

De acordo com o EN 1992-1 o esforço transverso resistente de um elemento de betão armado sem armadura específica pode ser calculado através da expressão:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}\right]b_w d$$

com o mínimo de:

$$V_{Rd,c,min} = 0.035\ k^{3/2} f_{ck}^{1/2} bw\ d\mathrm{V}\,3/2_{\mathrm{ck}}{}^{1/2}{}_{\mathrm{wRd,c,min}}$$

$V_{Rd,c} > V_{sd}$

Considera-se verificada a resistência ao esforço transverso na direção longitudinal e transversal para as zonas de esforço transverso máximo, próximas da base e do topo do pilar e nas restantes secções.

8.4 Dimensionamento das fundações

8.4.1 Características Geométricas

Os pilares P1E e P1I e P2E e P2I terão fundações diretas. As dimensões das sapatas em planta são de 3.50 × 10.00 m^2 e têm uma altura de 1.00 m.

8.4.2 Verificação da tensão no solo

De acordo com o relatório da caracterização geotécnica do local de implantação da obra é possível a profundidades da ordem dos 2.5 m implantar as fundações com tensões admissíveis de 400 kPa.

8.4.2.1 Combinações de ações

Apresentam-se em seguida as combinações características de ações que conduzem aos máximos esforços na base dos pilares e que foram consideradas na verificação das tensões no solo:

$S_{caract} = S_{CP} + S_{PE} + S_{SOB} \pm S_{Fren} + 0.4xS_{Sob,passeio}$ ou $S_{caract} = S_{CP} + S_{PE} + S_{VT} + 0.4xS_{Sob,passeio}$

$S_{sismo} = S_{CP} + S_{Sismo}$

Tal como para as combinações de ações consideradas na análise dos pilares, também aqui se efetuaram as combinações mais desfavoráveis em termos de esforços axial, momento fletor e esforço transverso.

8.4.2.2Cálculo das Tensões no Solo

Para o cálculo das tensões no solo consideraram-se os esforços ao nível da base dos pilares e o peso próprio da sapata, que foi determinado tendo em conta a profundidade da sapata e o peso volúmico do solo.

O cálculo da tensão no solo foi efetuado considerando uma distribuição de tensões uniforme e as excentricidades resultantes dos momentos atuantes nas duas direções ortogonais, definindo-se uma área efetiva, A'. Considerou-se também o efeito das forças horizontais na base dos mesmos.

O modelo de cálculo encontra-se ilustrado na figura seguinte, sendo semelhante nas duas direções.

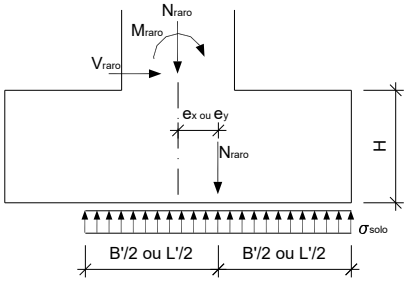


Figura 6 – Equilíbrio de forças na sapata

Os esforços para o cálculo das tensões são:

$N_{carat} = N_{carat\ pilar} + PP_{sapata} + PP_{solo}$

$M_{carat,y} = M_{carat\ pilar,y} + V_{carat,x} \times H$

$M_{carat,x} = M_{carat\ pilar,x} + V_{carat,y} \times H$

O índice x ou y no momento refere-se à direção do vetor momento, segundo as direções do viaduto, x direção longitudinal e y direção transversal.

As excentricidades são dadas por:

$e_x = M_y / N_{carat}$

$e_y = M_x / N_{carat}$

Cálculo da área efetiva:

$A' = B' \times L'$, com $B' = B - 2 \times e_x$ e $L' = L - 2 \times e_y$

Sendo B a dimensão da sapata segundo x e L a dimensão segundo y.

Cálculo das tensões:

$\sigma_{solo} = N_{carat} / A' = N_{carat} / (B' \times L')$

Verificação da Segurança:

$\sigma_{solo} < \sigma_{adm}$, para a combinação rara de ações;

$\sigma_{solo} < 1.5 \times \sigma_{adm}$, para a combinação sísmica.

Para o caso mais condicionante tempo uma tensão no solo $\sigma_{solo} = 245$ kPa < 400 kPa, pelo que verifica a segurança.

8.4.3 Dimensionamento das armaduras

O dimensionamento das armaduras foi efetuado com base numa análise em consola nas duas direções.

Com base nas combinações mais condicionantes, adotou-se em ambas as direções, longitudinal e transversal, uma armadura composta por ∅20//0.10 (31.4 cm^2/m), em ambas as sapatas.

8.4.4 Encontros

8.4.4.1Descrição

Os encontros são do tipo aparentes em cofre, sendo constituídos por vigas de estribo apoiadas em gigantes, que inferiormente são ligados entre si pelos maciços de fundação, dispondo de muros de testa e muros de avenida. As fundações são diretas, por sapatas. No interior dispõe-se também de uma parede descarregadora de água.

8.4.4.2Ações

8.4.4.2.1 Reações de Apoio do Tabuleiro

As reações de apoio do tabuleiro sobre os encontros foram obtidas do cálculo automático, para cada apoio. As reações máximas e mínimas correspondem à combinação característica de ações.

8.4.4.2.2 Peso próprio do encontro

Foram considerados os pesos próprios das vigas de estribo, pilares e sapatas. Considerou-se para o peso específico do betão armado com o valor corrente de 25.0 kN/m^3.

8.4.4.2.3 Impulso devido ao peso das terras

Considerou-se para o ângulo de atrito interno o valor de 35° e para a baridade dos solos de aterro o valor de 20.0 kN/m^3. O coeficiente de impulso ativo foi determinado recorrendo à teoria de Rankine obtendo-se k_a = 0.27.

8.4.4.2.4 Impulso devido à sobrecarga rodoviária no terrapleno e sobrecarga de passageiros

Como simplificação, considerou-se para a sobrecarga rodoviária no terrapleno o valor de 10.0 kN/m^2 e uma sobrecarga de passageiros com o valor de 5.0 kN/m^2, conforme preconizado no *EN1991-2.*

8.4.4.2.5 Impulso de terras devido à ação sísmica

A quantificação dos impulsos devidos a ações sísmicas foi efetuada através da metodologia apresentada no EN 1998, partes 1 e 5, associada a uma análise pseudo-estática. De acordo com a referida metodologia, a ação sísmica pode ser representada por um conjunto de forças horizontal e vertical estáticas, iguais ao produto das forças gravíticas e coeficientes sísmicos: k_h e k_v, coeficientes horizontal e vertical, respetivamente (sendo que estas são função da zona sísmica onde está inserida a obra, do tipo de materiais em causa e da magnitude dos deslocamentos permanentes aceitáveis para a estrutura).

8.4.4.2.6 Impulso Hidrostáticos

Considerou-se um valor de peso volúmico de 10.0 kN/m^3 para o interior do cofre dos Encontros.

8.4.4.3Casos de carga

Para verificação da segurança aos estados limites de equilíbrio dos encontros consideraram-se três casos de carga distintos:

1) Combinação estática, com reação vertical máxima
2) Combinação estática, com reação vertical mínima
3) Combinação sísmica, com reação vertical mínima

8.4.4.4Verificação da estabilidade externa

- Deslize, Estado limite último de resistência (STR), para o qual se tomaram os valores dos coeficientes parciais correspondente à Abordagem de Cálculo 1, Combinação 1 – (A1/M1/R1);

- Derrube, Estado limite último de equilíbrio (EQU).

Através da análise do modelo desenvolvido em SAP2000, é verificada a segurança ao derrube e deslizamento de ambos os encontros.

8.4.4.5Dimensionamento

Os esforços de cálculo foram retirados dos elementos shell do modelo de elementos finitos desenvolvido e calculadas as combinações mais desfavoráveis para cada elemento estrutural dos Encontros. Todos os elementos parede e lajes foram dimensionados através do cálculo de flexão simples e os gigantes e pilares foram calculados através do programa Galileu, sendo que todos os elementos verificam a segurança.

8.4.5 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio a colocar no apoio do tabuleiro nos encontros são em neoprene cintado, permitindo o deslocamento horizontal na direção longitudinal e transversal da obra. No entanto, o tabuleiro é fixo aos encontros tanto na direção longitudinal (no Encontro E1) como transversal (ambos os Encontros). No dimensionamento dos aparelhos seguiram-se os pressupostos apresentados nas normas europeia *EN 1337-1*, *EN 1337-5* e *EN 1998-2*.

As combinações de ações consideradas são a combinação característica de ações, a combinação de estado limite último de ações e a combinação sísmica.

8.4.6 Batentes de Reação

O tabuleiro está fixo transversalmente aos Encontros através de batentes transversais que transmitem os esforços ao tabuleiro por um maciço no centro da mesa de estribos. Os batentes estão dispostos nas duas direções, de modo a transmitir as forças transversais nas duas direções.

Para além destes batentes, há também um batente entre o espelho do encontro e do tabuleiro (na zona da junta de dilatação), para transmitir os esforços horizontais longitudinais para o Encontro.

8.4.7 Barras de Fixação Horizontal do Tabuleiro

Como já foi referido anteriormente, o tabuleiro também está fixo ao Encontro E1 através de barras de fixação horizontal, com o objetivo de absorver os esforços longitudinais, mais concretamente a ação do sismo longitudinal. Deste modo, os pilares são menos solicitados a ações nessa direção.

As barras horizontais foram dimensionadas de maneira a resistir às combinações mais condicionantes de Estados Limites Últimos.

8.4.8 Juntas de Dilatação

As juntas de dilatação a instalar serão em neoprene armado e foram dimensionadas por forma a acomodar os deslocamentos previstos na estrutura, neste caso os deslocamentos horizontais longitudinais.

9. SEGURANÇA E SAUDE

As opções relativas à conceção das soluções estruturais e aos processos construtivos a utilizar visaram, em particular, limitar os riscos especiais que se encontrem enumerados no artigo 7º do Dec. Lei 273/2003 de 29 de outubro. São particularmente importantes neste caso os riscos associados à execução dos trabalhos de escavação para execução de fundações e os trabalhos em altura na execução do tabuleiro e dos pilares do viaduto.