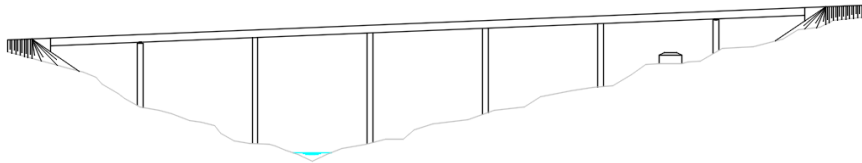




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário Construído Tramo a Tramo

JOÃO PEDRO NETO PESTANA
(Licenciado)

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil

Orientador:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Julho de 2016

Resumo

O presente trabalho, intitulado “Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário Construído Tramo a Tramo”, constitui o Trabalho Final de Mestrado (TFM) que se engloba no Mestrado em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas e tem em vista a obtenção do grau de Mestre. Sob a orientação do Doutor Luciano Jacinto, este trabalho teve como principal objetivo a aplicação das competências e conhecimentos adquiridos ao longo da vida académica e, simultaneamente, permitir um pré-contacto com a vida profissional.

Devendo cumprir todas as disposições regulamentares aplicáveis, o projeto deve também dar garantias de funcionalidade, viabilidade económica e durabilidade. As soluções adotadas utilizam métodos construtivos comuns, de forma a serem de fácil execução. Foram contemplados todos os condicionamentos inerentes à obra, nomeadamente a geotecnia do solo, a topografia do terreno, a base de traçado e a atividade sísmica prevista.

O dimensionamento estrutural foi feito com recurso a um software de cálculo automático (SAP2000), a partir do qual foi possível obter os esforços aplicados à estrutura. A construção do tabuleiro será feita Tramo a Tramo com Viga de Lançamento inferior. Todos os elementos são de betão armado, sendo que o tabuleiro é de betão pré-esforçado (pós-tensão).

O projeto é constituído por Peças Escritas e Peças Desenhadas. As Peças Escritas são compostas por memória descritiva e justificativa, cálculos justificativos e anexos de cálculo. Por sua vez, as Peças Desenhadas incluem desenhos de dimensionamento geral, desenhos de betão armado e pormenores.

Palavras-chave: Projeto de Execução; Viaduto Rodoviário; Pré-Esforço; Tabuleiro; Pilares; Encontros; Estacas; Fases construtivas; Esforços; Estados Limites.

Abstract

The following work, entitled “Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário Construído Tramo a Tramo”, is the final work of my master’s degree in Civil Engineering – Structures’ branch. It was conducted under the orientation of Doutor Luciano Jacinto. The main goal of this work is to apply the competences and knowledges learnt during my academic path and, at the same time, to realise how professional life can be.

The regulatory provisions must be followed. The project should be functional, economic viable and durable. The adopted solutions use common constructive methods in order to be easily performed. All the constraints inherent to the work were taken into account such as soil geotechnics, land topographic, road design and expected seismic activity.

The structural design was done using structural software (SAP2000), with which it was possible to obtain the sectional forces applied to the structure. The bridge deck construction is planned to be made span by span with a form traveller. All the elements are in reinforced concrete and the deck in prestressed concrete (post-tensioned).

The project has written and drawing parts. The written parts consist of descriptive and justificative memory, calculations and attachments. The drawing parts include general design drawings, reinforced concrete drawings and details.

Keywords: Final Design; Road Viaduct; Prestress; Deck; Piers; Abutments; Piles; Construction Steps; Stress; Limit States.

Agradecimentos

Primeiro que tudo, tenho que agradecer a toda a minha família por todo o carinho e apoio dado desde sempre, em especial aos meus pais, irmãs e avós.

Também os Serviços de Ação Social do Instituto Politécnico de Lisboa merecem um grande agradecimento da minha parte, uma vez que sem eles o meu percurso pelo ensino superior teria sido muito mais complicado ou até mesmo impossível.

Quero também agradecer a todos os docentes do ISEL que contribuíram para a minha formação académica e pessoal.

Um enorme agradecimento ao Doutor Luciano Jacinto pela excelente prestação enquanto professor e por ter aceite orientar o meu trabalho. A sua disponibilidade, vontade de ensinar e capacidade de resolução de problemas tornaram todo o trabalho mais fácil.

Esta lista não ficaria completa sem agradecer a todos os meus amigos, colegas de faculdade, colegas de residência entre outros. Também foram eles que acompanharam de perto o evoluir do meu trabalho e me ajudaram nos bons e maus momentos.

A todos um profundo e sincero agradecimento!

Índice do texto

Resumo	i
Abstract	iii
Agradecimentos	v
Índice do texto	vii
Índice de Figuras	xi
Índice de quadros.....	xiii
Lista de siglas e abreviaturas	xv
Capítulo 1	1
Introdução.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA	1
1.2. OBJETIVOS	1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	1
Capítulo 2	3
Memória descritiva e justificativa	3
2.1. CONDICIONANTES DO PROJETO.....	3
2.1.1. Diretriz, rasante e perfil transversal	3
2.1.2. Geologia e fundações	3
2.1.3. Zona sísmica.....	4
2.2. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ADOTADA	4
2.2.1. Considerações gerais	4
2.2.2. Tabuleiro	4
2.2.3. Pilares	4

2.2.4.	Encontros.....	5
2.2.5.	Fundações.....	5
2.2.6.	Pormenores construtivos	5
2.2.7.	Materiais.....	6
2.3.	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	6
2.3.1.	Ações.....	6
2.3.2.	Verificação da segurança	6
2.4.	MODELOS DE CÁLCULO.....	12
2.4.1.	Análise longitudinal	12
2.4.2.	Análise transversal	12
2.4.3.	Análise sísmica.....	13
2.5.	PROCESSO CONSTRUTIVO.....	14
Capítulo 3	15
Cálculos justificativos	15
3.1.	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO.....	15
3.2.	MATERIAIS	17
3.3.	AÇÕES	18
3.3.1.	Dados de dimensionamento	18
3.3.2.	Ações permanentes.....	18
3.3.3.	Ações variáveis	19
3.4.	PRÉ-ESFORÇO	22
3.4.1.	Traçado dos cabos de pré-esforço	22
3.4.2.	Cargas equivalentes.....	23
3.4.3.	Forças e perdas	24
3.5.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO.....	34
3.5.1.	Faseamento construtivo.....	34
3.5.2.	Diagramas de esforços	35
3.5.3.	Estados limites de utilização	42
3.5.4.	Estados limites últimos.....	47

3.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO.....	53
3.6.1. Consola.....	53
3.6.2. Laje intermédia.....	56
3.6.3. Carlinga.....	59
3.7. PILARES E SUAS FUNDAÇÕES	60
3.7.1. Esforços atuantes.....	60
3.7.2. Verificação da segurança dos pilares	66
3.7.3. Verificação da segurança das fundações dos pilares.....	70
3.8. ENCONTROS E SUAS FUNDAÇÕES	85
3.8.1. Ações atuantes.....	85
3.8.2. Verificação geotécnica	89
3.8.3. Verificação estrutural	93
3.9. APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO	105
3.9.1. Aparelhos de apoio.....	105
3.9.2. Juntas de dilatação.....	111
Capítulo 4	113
Conclusões.....	113
Bibliografia.....	115
Anexos.....	117

Índice de Figuras

Figura 2.4-1 - Modelo de análise longitudinal	12
Figura 2.4-2 - Modelo de análise transversal	13
Figura 2.4-3 - Modelo de análise sísmica.....	13
Figura 3.1-1 - Espessamento das almas.....	15
Figura 3.1-2 - Secção transversal corrente (S1)	16
Figura 3.4-1 - Traçado dos cabos de pré-esforço	22
Figura 3.4-2 - Identificação dos troços das parábolas	24
Figura 3.5-1 - Diagrama de momento fletor devido ao peso próprio.....	35
Figura 3.5-2 - Diagrama de esforço transversal devido ao peso próprio	36
Figura 3.5-3 - Diagrama de momento fletor devido ao pré-esforço.....	36
Figura 3.5-4 - Diagrama de momento fletor devido ao pré-esforço (parcela isostática).....	37
Figura 3.5-5 - Diagrama de momento fletor devido ao pré-esforço (parcela hiperstática)	37
Figura 3.5-6 - Diagrama de esforço transversal devido ao pré-esforço	38
Figura 3.5-7 - Diagrama de momento fletor devido às restantes cargas permanentes	38
Figura 3.5-8 - Diagrama de esforço transversal devido às restantes cargas permanentes.....	39
Figura 3.5-9 - Diagrama de momento fletor devido às sobrecargas.....	39
Figura 3.5-10 - Diagrama de esforço transversal devido às sobrecargas	40
Figura 3.5-11 - Diagrama de momento fletor devido à variação diferencial de temperatura.....	40

Figura 3.5-12 - Diagrama de esforço transverso devido à variação diferencial de temperatura.....	41
Figura 3.7-1 - Diagrama de interação $N_{Rd};M_{Rd}$	67
Figura 3.7-2 - Modelo de bielas e tirantes em planta.....	79
Figura 3.7-3 - Modelo de bielas e tirantes para estacas tipo 1.....	80
Figura 3.8-1 - Ações que atuam na massa do encontro.....	85
Figura 3.8-2 – Impulsos no encontro.....	86
Figura 3.8-3 – Ações transmitidas pelo tabuleiro (corte longitudinal).....	88
Figura 3.8-4 - Esquema de dimensionamento do espelho do encontro E1.....	93
Figura 3.8-5 – Esquema de dimensionamento da viga de estribo.....	95
Figura 3.8-6 - Dimensões do gigante.....	96

Índice de quadros

Quadro 2.3-1 - Coeficientes parciais de segurança para as ações (dimensionamento estrutural).....	11
Quadro 2.3-2 - Coeficientes parciais de segurança para as ações (dimensionamento geotécnico).....	11
Quadro 2.3-3 - Coeficientes parciais de segurança para os materiais (dimensionamento geotécnico).....	11
Quadro 2.3-4 - Coeficientes parciais de segurança para as resistências das estacas (dimensionamento geotécnico).....	12
Quadro 2.3-5 - Coeficientes de redução	12
Quadro 3.1-1 - Propriedades das seções transversais.....	16
Quadro 3.2-1 - Propriedades dos betões.....	17
Quadro 3.2-2 - Propriedades do aço utilizados em armaduras ordinárias	17
Quadro 3.2-3 - Propriedades do aço utilizados em armaduras de pré-esforço.....	17
Quadro 3.3-1 - Frequências de vibração e fatores de participação modal.....	21
Quadro 3.4-1 - Cargas equivalentes ao efeito do pré-esforço (distribuídas).....	23
Quadro 3.4-2 - Cargas equivalentes ao efeito do pré-esforço (concentradas).....	24
Quadro 3.4-3 - Características da parábolas dos cabos de pré-esforço	26
Quadro 3.4-4 - Alcance das perdas por reentrada das cunhas	26
Quadro 3.4-5 - Cálculo das perdas instantâneas.....	27
Quadro 3.4-6 - Valores de k_h (Quadro 3.3 EC2)	29
Quadro 3.4-7 - Cálculo das perdas diferidas	33
Quadro 3.5-1 - Tensões nas fibras extremas a curto prazo (descompressão).....	43
Quadro 3.5-2 - Tensões nas fibras extremas a longo prazo (descompressão).....	44
Quadro 3.5-3 - Tensões nas fibras extremas a curto prazo (largura de fendas)	45

Quadro 3.5-4 - Tensões nas fibras extremas a longo prazo (largura de fendas)	45
Quadro 3.5-5 – Deslocamentos verticais máximos e admissíveis.....	46
Quadro 3.6-1 - Esforços retirados do modelo de elementos finitos (consola)	53
Quadro 3.6-2 - Esforços retirados do modelo de elementos finitos (laje intermédia)	
.....	56
Quadro 3.7-1 - Características do materiais	66
Quadro 3.7-2 - Características da secção do pilar	66
Quadro 3.7-3 - Esforço normal e momento fletor	67
Quadro 3.7-4 - Quadro de interpolação para o coeficiente k	73
Quadro 3.7-5 - Momentos de dimensionamento das sapatas na direção Y	75
Quadro 3.7-6 - Coordenadas das estacas em relação ao centro do maciço	79
Quadro 3.8-1 - Ações que atuam na massa do encontro, para metade do encontro E1	
.....	86
Quadro 3.8-2 - Ações transmitidas pelo tabuleiro para o encontro E1	88
Quadro 3.8-3 - Verificação do estado limite de derrubamento para o encontro E1	89
Quadro 3.8-4 - Verificação do estado limite de deslizamento para o encontro E1 .	90
Quadro 3.7-5 - Momentos de dimensionamento das sapatas na direção Y	103
Quadro 3.9-1 - Deslocamentos devido ao efeito da retração e fluência.....	105

Lista de siglas e abreviaturas

Letras maiúsculas latinas

A	área;
A_c	área da secção transversal de betão;
A_p	área das armaduras de pré-esforço;
A_s	área de armadura ordinária adotada;
$A_{s,min}$	área mínima de armadura ordinária numa secção;
A_{sw}	área de armadura ordinária transversal;
B	largura;
B'	largura efetiva;
D_c	profundidade crítica;
E	ação sísmica;
E_{cd}	módulo de elasticidade de cálculo do betão;
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão;
E_d	esforço atuante;
E_p	módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;
E_{pk}	valor característico da ação provocada pelo pré-esforço;
E_s	módulo de elasticidade do aço de armaduras ordinárias;
F	força;
F_c	força de compressão no betão;
F_{cd}	força de compressão no betão de cálculo;
$F_{Ed,H}$	força horizontal de cálculo;

$F_{Ed,V}$	força vertical de cálculo;
F_p	força de tração nas armaduras de pré-esforço;
F_s	força de tração nas armaduras ordinárias;
F_t	força de tração nas armaduras ordinárias;
G_k	valor característico de uma ação permanente;
Hip	hiperstático;
I_c	momento inércia da secção transversal de betão;
Iso	isostático;
K	rigidez; coeficiente;
L	comprimento;
L'	comprimento efetivo;
L_b'	comprimento da biela de betão;
M	momento de inércia;
M_{Ed}	momento fletor de cálculo;
M_{Rd}	momento fletor resistente;
M_{0Ed}	momento fletor de primeira ordem;
N	esforço normal;
N_B	carga de encurvadura segundo o método da rigidez nominal;
N_q	fator de capacidade resistente que tem em conta o peso específico do solo acima da fundação;
N_γ	fator de capacidade resistente que tem em conta o peso específico do solo abaixo da fundação;
P	força de pré-esforço;
P_∞	força de pré-esforço a tempo infinito;
Q_k	valor característico de uma ação variável;
$R_{b,calc}$	valor calculado da capacidade resistente de ponta da estaca;
$R_{b,k}$	valor característico da capacidade resistente de ponta da estaca;
R_{cd}	valor de cálculo da capacidade;
$R_{cd,c}$	valor de cálculo da capacidade resistente total;
$R_{cd,b+s}$	valor de cálculo da capacidade resistente lateral e de ponta;

$R_{cd,ind}$	valor de cálculo da capacidade resistente de uma estaca;
$R_{c,calc}$	valor calculado da capacidade resistente total da estaca;
$R_{c,k}$	valor característico da capacidade resistente total da estaca;
R_d	esforço resistente;
Re p	estado em repouso;
$R_{s,calc}$	valor calculado da capacidade resistente lateral da estaca;
$R_{s,k}$	valor característico da capacidade resistente lateral da estaca;
T	temperatura;
V	esforço transverso;
V_{Ed}	esforço transverso de cálculo;
V_{Rd}	esforço transverso resistente;
$V_{Rd,max}$	esforço transverso resistente referente às bielas de betão;
$V_{Rd,s}$	esforço transverso resistente referente aos estribo;
X	direção longitudinal do viaduto;
Y	direção transversal do viaduto;

Letras minúsculas latinas

a	parâmetro da equação do segundo grau; estado ativo;
a_0	largura do pilar; largura da junta de dilatação;
b	base; largura; braço;
b_t	largura tracionada de uma secção;
b_w	largura de uma secção;
$b_{w,nom}$	largura nominal de uma secção;
d	altura útil;
e	excentricidade;
f	flecha;
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;

f_{puk}	valor característico da tensão de rotura à tração do aço de pré-esforço;
f_{Pyd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de pré-esforço;
f_{syd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras ordinárias;
f_{syk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras ordinárias;
h	altura da alma;
h_0	espessura equivalente da secção;
i	raio de giração;
inf	inferior;
i_q	fator de inclinação da carga que tem em conta o peso específico do solo acima da fundação;
i_γ	fator de inclinação da carga que tem em conta o peso específico do solo abaixo da fundação;
k	fator; coeficiente; desvio angular unitário;
l_0	comprimento de encurvadura;
m	fator;
max	máximo;
med	médio;
min	mínimo;
n	número;
q_b	resistência última do terreno na ponta da estaca;
q_{eq}	carga equivalente à ação do pré-esforço;
q_{rd}	valor de cálculo da capacidade resistente do solo;
q_s	resistência última do terreno ao longo do fuste da estaca;
q_0	tensão preexistente no plano de fundação;
r_m	razão entre momentos;
sup	superior;
s_q	fator de geometria da sapata em planta que tem em conta o peso específico do solo acima da fundação;
s_γ	fator de geometria da sapata em planta que tem em conta o peso específico do solo abaixo da fundação;

t	tempo;
t_0	idade do betão à data do carregamento;
t_∞	idade do betão e tempo infinito;
u	perímetro da secção transversal de betão;
x	direção longitudinal do viaduto; coordenada;
y	direção transversal do viaduto; coordenada;
z	braço do binário dos esforços internos;

Letras gregas

α	coeficiente; ângulo;
α_c	fator que tem em conta o estado de tensão na secção de betão;
β	coeficiente; ângulo; relação;
γ_{cE}	coeficiente parcial de segurança para o módulo de elasticidade do betão;
γ_d	valor de cálculo do peso específico;
$\gamma_{d,BA}$	valor de cálculo do peso específico do betão armado;
$\gamma_{d,solo}$	valor de cálculo do peso específico do solo;
γ_G	coeficiente parcial de segurança para ações permanentes;
γ_G	coeficiente parcial de segurança para ações variáveis;
γ_p	coeficiente parcial de segurança para ações de pré-esforço;
γ_{BA}	peso específico do betão armado;
$\Delta\sigma_{p0,c}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à deformação instantânea do betão;
$\Delta\sigma_{pt,c}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à fluência do betão;
$\Delta\sigma_{pt,r}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à relaxação dos aços de pré-esforço;
$\Delta\sigma_{pt,s}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à retração do betão;
$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido aos efeitos diferidos (retração, fluência e relaxação)
ΔT	variação de temperatura;
δ	deslocamento; deformação;
δ_{c+s}	deslocamento devido à fluência e retração;

δ_{\max}^+	deslocamento máximo de encurtamento do tabuleiro;
δ_{\max}^-	deslocamento máximo de alongamento do tabuleiro;
ε_c	extensão no betão;
ε_{cs}	extensão total de retração;
ε_p	extensão no aço de armaduras de pré-esforço;
ε_{Pyd}	extensão máxima para armaduras de pré-esforço;
ε_s	extensão no aço para armaduras ordinárias;
ε_{syd}	extensão máxima para armaduras ordinárias;
η	coeficiente de redução sísmica;
η_g	fator que tem em conta o efeito de grupo em estacas;
θ	inclinação; ângulo;
θ_0	valor básico;
λ	alcance das perdas por reentrada das cunhas; coeficiente de esbelteza;
λ_{\lim}	esbelteza limite;
μ	coeficiente; coeficiente de atrito;
ξ_3	coeficiente de correlação calculado, para valores médios de capacidade resistente, em estacas moldadas;
ξ_4	coeficiente de correlação calculado, para valores mínimos de capacidade resistente, em estacas moldadas;
ρ	fator de relaxação;
ρ_s	taxa de armadura;
ρ_{1000}	valor da perda devida à relaxação (em %), às 1000 h depois da aplicação de pré-esforço e a uma temperatura média de 20°C;
σ	tensão;
σ_c	valor da tensão de compressão no betão;
σ_i	valor da tensão aplicada na fibra inferior;
σ_{p0}	valor da tensão de pré-esforço inicial;
$\sigma_{p\infty}$	valor da tensão de pré-esforço a tempo infinito;
σ_s	valor da tensão aplicada na fibra superior;
$\sigma'_{V,\max}$	valor de cálculo da tensão efetiva máxima vertical;

$\sigma'_{V,med}$	valor de cálculo da tensão efetiva média vertical;
ϕ	diâmetro; ângulo;
ϕ_b	diâmetro da bainha de pré-esforço;
ϕ_d'	valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo;
ϕ_k'	valor característico do ângulo de atrito interno do solo;
φ	coeficiente de fluência; coeficiente; ângulo;
ψ	coeficiente de redução; coeficiente; ângulo;
ν	fator de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
ω	taxa mecânica de armadura.

Siglas

AVB	ação variável base
CP	carga permanente;
EC	eurocódigo;
ELU	estado limite último;
ELUtil	estado limite de utilização;
EN	norma europeia;
HL	horizontal longitudinal;
HR/RH	humidade relativa;
HT	horizontal transversal;
PE	pré-esforço;
PK	ponto quilométrico;
PP	peso próprio;
RCP	restantes cargas permanentes;
REBAP	regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado;
RSA	regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes;
SC	sobrecarga;
SCC	sobrecarga concentrada;
SCU	sobrecarga uniforme;
SPT	standard penetration test;
VT	veículo tipo;
VDT	variação diferencial de temperatura;
VUT	variação uniforme de temperatura;

Capítulo 1

Introdução

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

O presente documento refere-se ao “Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário Construído Tramo a Tramo”.

Na elaboração do projeto consideram-se todas as variáveis e condicionamentos aplicados a uma obra deste tipo, nomeadamente o traçado viário, a localização, o terreno natural, as propriedades dos materiais e os processos construtivos a adotar.

1.2. OBJETIVOS

Pretende-se com este trabalho elaborar um Projeto de Execução de um viaduto de betão armado e pré-esforçado, baseado no Estudo Prévio elaborado na unidade curricular de Pontes e Viadutos.

Em todas as situações devem ser respeitadas todas as disposições regulamentares aplicadas, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) bem como os Eurocódigos estruturais.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está dividido em quatro capítulos. O Capítulo 1 é meramente introdutório. No Capítulo 2 faz-se a descrição da solução adotada, das condicionantes do projeto e ainda dos critérios de verificação da segurança. Os resultados e respetivos cálculos justificativos são apresentados no Capítulo 3. Por fim, no Capítulo 4 apresentam-se as conclusões.

Capítulo 2

Memória descritiva e justificativa

2.1. CONDICIONANTES DO PROJETO

O viaduto em causa pertence à classe de pontes I, que contempla pontes que servem tráfego intenso. Para além do projeto viário a respeitar, foi tida em conta toda a legislação aplicável para uma obra deste tipo. Foram também consideradas as condicionantes naturais e outras existentes, nomeadamente a linha de água permanente existente no vale e a edificação.

2.1.1. Diretriz, rasante e perfil transversal

A obra de arte, com 264,00 metros de extensão, tem início ao PK 0 + 928,00 e termino ao PK 1 + 192,00, seguindo um alinhamento reto em rampa a 4% de inclinação.

O perfil transversal é constante e simétrico, com 14,20 metros de largura total e inclinação de 2,5% do centro para o exterior. O betuminoso tem 12,00 metros de largura, onde se situam duas faixas de rodagem com 3,50 metros cada, e bermas de 2,50 metros adjacentes a cada faixa. Em ambas as extremidades do perfil transversal localizam-se os passeios com 1,10 metros de largura.

2.1.2. Geologia e fundações

Os terrenos de fundação são compostos por três tipos de solos, sendo o estrato superior “terra vegetal de cobertura”, o intermédio “siltes e saibros muito alterados” e, por fim, o mais profundo “granitos pouco alterados a sãos”. A resistência de cada estrato foi determinada através de ensaios SPT, tendo-se obtido um índice de resistência à penetração (N_{SPT}) inferior a vinte para a camada superior, entre vinte e quarenta para a intermédia e superior a sessenta para a mais profunda.

Através da observação da estratigrafia conclui-se que a camada com boa capacidade resistente (a mais profunda) se encontra a uma pequena profundidade ao longo de quase toda a zona de implantação da estrutura, com exceção da zona adjacente à linha de água, onde as camadas superiores têm uma maior espessura. Assim sendo, admitem-se fundações diretas por sapatas para as zonas afastadas da linha de água e fundações indiretas por estacas junto à mesma.

2.1.3. Zona sísmica

A estrutura está localizada na zona sísmica A do RSA. O dimensionamento sísmico foi feito de acordo com o mesmo regulamento, considerando as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2 num terreno tipo II. No Anexo M apresentam-se os espectros de resposta.

2.2. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ADOTADA

2.2.1. Considerações gerais

A solução adotada para a estrutura procura ser o mais simples possível, recorrendo a fundações diretas sempre que possível e a pilares verticais. O comprimento do vão corrente é da ordem de grandeza da altura do vale por razões que se prendem com a economia e estética. Optou-se por encontros perdidos, por forma a obter uma melhor integração paisagística e, uma vez mais, poupança em termos económicos.

2.2.2. Tabuleiro

Para o tabuleiro foi admitida uma secção em π , com 40,00 metros de vão corrente e 32,00 metros de vão extremo, por forma a facilitar o processo construtivo e a permitir uma fácil cofragem e descofragem e, conseqüente, rápido avanço dos trabalhos. A secção em causa é composta por duas almas e um banzo na parte superior das almas, sendo a mesma de betão armado pré-esforçado. Esta secção apresenta menor resistência a momentos negativos, razão pela qual é admitido um espessamento das almas na zona dos pilares.

O tabuleiro estará munido de dispositivos de drenagem que encaminharão corretamente as águas para o exterior da estrutura garantindo a segurança na circulação.

2.2.3. Pilares

A estrutura contempla seis alinhamentos de pilares de betão armado. Cada alinhamento é composto por duas colunas de diâmetro 2,00 metros, afastadas 6,92 metros a eixo.

A altura de cada alinhamento de pilares é variável de acordo com a distância entre o terreno e o tabuleiro. Assim sendo, o alinhamento P1 tem um altura de 26,00 metros, o

P2 de 38,00 metros, o P3 de 40,00 metros, o P4 de 31,00 metros, o P5 de 24,00 metros e o P6 de 15,50 metros.

As ligações entre pilares e tabuleiro são monolíticas em todos os alinhamentos, excetuando os alinhamentos P1 e P6, com ligações rotulada e rotulada deslizante na direção longitudinal, respetivamente.

2.2.4. Encontros

Os dois encontros adotados são em betão armado e do tipo perdido. Esta escolha deveu-se à melhor integração ambiental, aliada à economia de custos em relação aos encontros do tipo aparente.

Os encontros E1 e E2, semelhantes entre si, têm uma altura total de 13,07 metros. Cada encontro é composto por espelho, estribo, dois gigantes ligados a duas sapatas individuais e ainda muros de avenida.

2.2.5. Fundações

Os encontros e os pilares P1, P5 e P6 têm fundações diretas por sapatas, já os pilares P2, P3 e P4 têm fundações indiretas por estacas.

Cada encontro tem duas sapatas com $8,00 \times 6,50 \times 1,80$ metros. Nos pilares fundados diretamente, cada sapata suporta os dois pilares do alinhamento e tem $6,00 \times 14,00 \times 2,00$ metros.

Os pilares fundados indiretamente descarregam em oito estacas de 1,70 metros de diâmetro, que são ligadas aos pilares através de um maciço de encabeçamento com $7,50 \times 16,50 \times 2,50$ metros. As estacas têm 18,00 metros de comprimento no caso dos pilares P2 e P3 e 10,00 metros de comprimento para P4.

2.2.6. Pormenores construtivos

As vigas de bordadura serão executadas com recurso a pré-fabricação.

No betão de enchimento dos passeios serão incorporadas tubagens circulares para a eventual passagem de cabos.

Os guarda-corpos serão fixados às vigas de bordadura, já as guardas de segurança serão colocadas sobre lancil moldado in situ, que faz a separação entre a zona de circulação de veículos e de peões. Todos os elementos metálicos suscetíveis de sofrer efeitos de corrosão devem ser devidamente protegidos.

As superfícies em contacto com o terreno devem ser protegidas através de pintura com emulsão betuminosa.

O revestimento betuminoso da zona destinada à circulação de veículos deverá ter uma espessura de 0,08 metros.

2.2.7. Materiais

São utilizadas três classes de betão na obra, dependendo do elemento a executar. Para pilares e tabuleiro utiliza-se betão da classe C35/45, para encontros e fundações C30/37 e para regularização das fundações C16/20.

Em relação aos aços recorre-se à classe A500 para as armaduras ordinárias e Y1860 S7 para armaduras de pré-esforço.

2.3. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

2.3.1. Ações

Para corretamente dimensionar a estrutura é necessário conhecer bem as ações que nela poderão atuar, para posteriormente poderem ser articuladas segundo as várias combinações de ações regulamentadas. As ações a considerar devem ser separadas de acordo com o seu carácter, dividindo-se em permanentes, variáveis e de acidente.

Ações permanentes

Foram consideradas ações permanentes o peso próprio, restantes cargas permanentes, pré-esforço e efeitos diferidos (fluência, retração e relaxação).

Ações variáveis

Foram consideradas ações variáveis as sobrecargas nos passeios, uniforme e linear, veículo tipo, sismo e variações de temperatura (uniforme e diferencial).

Ações de acidente

Não foram consideradas quaisquer ações de acidente.

2.3.2. Verificação da segurança

Para a verificação da segurança foram tidas em conta as normas definidas no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) para definição das ações, combinações de ações e critérios a considerar.

A segurança dos elementos estruturais foi verificada em relação a Estados Limites de Utilização (ELU) e Estados Limites Últimos (ELU), de acordo com os critérios presentes no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP). Foram ainda utilizados para o efeito os Eurocódigos EC2: Parte 1, EC7: Parte 1 e EC8: Parte 5.

No caso dos pilares, foram tidos em conta os efeitos globais de segunda ordem. Para os encontros, foi considerado o estado limite último de resistência do solo (GEO) e a segurança global aos estados limites últimos de equilíbrio (EQU).

Estados limites de utilização

Os estados limites de utilização a considerar, segundo o REBAP, consistem no estado limite de fendilhação e no estado limite de deformação. Por sua vez, o estado limite de fendilhação subdivide-se em estado limite de descompressão e estado limite de largura de fendas.

Para a verificação do estado limite de descompressão é aplicada a combinação quase permanente de ações, já para a o estado limite de largura de fendas é aplicada a combinação frequente de ações.

Usualmente, o estado limite de deformação, onde se aplica a combinação frequente de ações, não é condicionante numa obra pré-esforçada.

a) Combinação quase-permanente

$$E_d = \sum_{j=1}^m G_{jk} + E_{pk} + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \times Q_{ik}$$

Onde:

G_{jk} – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

E_{pk} – Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

Q_{ik} – Esforço resultante de uma ação variável, tomada com o seu valor característico;

ψ_{2i} – Coeficiente de redução (ψ_2) correspondentes à ação variável de ordem i.

b) Combinação frequente

$$E_d = \sum_{j=1}^m G_{jk} + E_{pk} + \psi_{11} \times Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \times Q_{ik}$$

Onde:

G_{jk} – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

E_{pk} – Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

Q_{1k} – Esforço resultante de uma ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

Q_{ik} – Esforço resultante de uma ação variável acompanhante da ação de base, tomada com o seu valor característico;

ψ_{11} – Coeficiente de redução (ψ_1) de 1ª ordem;

ψ_{2i} – Coeficiente de redução (ψ_2) de 2ª ordem, correspondente à ação variável de ordem i.

Estados limites últimos

Em relação aos estados limites últimos, para que seja garantida a segurança segundo o RSA deve sempre ser cumprida a seguinte condição:

$$E_d \leq R_d$$

Onde:

E_d – Valor de cálculo dos esforços atuantes;

R_d – Valor de cálculo dos esforços resistentes.

Deste modo, há que analisar as secções mais esforçadas, nas quais deve ser feita a verificação à flexão e ao esforço transversal da forma abaixo apresentada:

a) Flexão

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Onde:

M_{Ed} – Valor de cálculo dos momentos flectores atuantes;

M_{Rd} – Valor de cálculo dos momentos flectores resistentes.

b) Esforço Transverso

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Onde:

V_{Ed} – Valor de cálculo dos esforços transversos atuantes;

V_{Rd} – Valor de cálculo dos esforços transversos resistentes.

Combinações utilizadas - estados limites últimos

De acordo com o RSA, na verificação da segurança aos estados limites últimos de flexão e de esforço transversal, foi considerada a combinação fundamental de ações. No entanto, dada a forte componente horizontal gerada pelo sismo, na verificação da segurança dos pilares foram tidas em conta duas combinações e, consequentemente, considerada a mais gravosa. As combinações estudadas foram a fundamental e a Sísmica (para os dois tipos de ação sísmica: Ação Sísmica Tipo 1 e 2).

Em seguida, são apresentadas as duas combinações de ações consideradas:

a) Combinação fundamental

$$E_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} \times G_{jk} + \gamma_P \times E_{Pk} + \gamma_{Q1} \times Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \times \psi_{0i} \times Q_{ik}$$

Onde:

G_{jk} – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

E_{Pk} – Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

Q_{1k} – Esforço resultante de uma ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

Q_{ik} – Esforço resultante de uma ação variável acompanhante da ação de base, tomada com o seu valor característico;

γ_{Gj} – Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

γ_P – Coeficiente de segurança relativo às ações do pré-esforço;

γ_{Q1}, γ_{Qi} – Coeficientes de segurança relativos às ações variáveis;

ψ_{0i} – Coeficiente de redução (ψ_0) correspondentes à ação variável de ordem i.

b) Combinação sísmica

$$E_d = \sum_{j=1}^m G_{jk} + E_{Pk} + \gamma_Q \times A_{Ek} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} \times Q_{ik}$$

Onde:

G_{jk} – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

E_{pk} – Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

A_{Ek} – Esforço resultante de uma ação sísmica, considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

Q_{ik} – Esforço resultante de uma ação variável acompanhante da ação de base, tomada com o seu valor característico;

γ_Q – Coeficientes de segurança relativos às ações variáveis;

ψ_{2i} – Coeficiente de redução (ψ_2) de 2ª ordem, correspondentes à ação variável de ordem i .

Abordagens de cálculo para a verificação geotécnica

Para as combinações em que a ação variável base não é ação sísmica, o EC7 apresenta as seguintes formas para a abordagem de cálculo tipo 1:

- a) Estado limite de equilíbrio (EQU)
 - i. Combinação: $A_{EQU} + M_2 + R1$
- b) Estado limite de rotura do terreno de fundação (GEO)
 - Caso geral:
 - i. Combinação 1: $A1 + M1 + R1$
 - ii. Combinação 2: $A2 + M_2 + R1$
 - Estacas:
 - i. Combinação 1: $A1 + M1 + R1$
 - ii. Combinação 2: $A2 + M1 + R4$

Para as combinações em que a ação variável base é a ação sísmica devem ser usadas as seguintes combinações, segundo o EC8-5:

- a) Estado limite de equilíbrio (EQU)
 - i. Combinação: $A + M_{E,EQU} + R1$
- b) Estado limite de rotura do terreno de fundação (GEO)
 - i. Combinação 1: $A + M_{E,GEO} + R1$

Coefficientes parciais de segurança

De acordo com o método dos coeficientes parciais de segurança, as ações devem ser majoradas e as propriedades dos materiais minoradas.

a) Dimensionamento estrutural (STR)

Os coeficientes parciais de segurança utilizados para o dimensionamento estrutural, referentes às ações, apresentam-se na tabela seguinte:

Quadro 2.3-1 - Coeficientes parciais de segurança para as ações (dimensionamento estrutural)

Tipo de ação		γ	Coeficiente
Permanente	PP	Desfavorável	1,35
		Favorável	1,00
	RCP	Desfavorável	1,50
		Favorável	1,00
	PE	Desfavorável	1,20
		Favorável	1,00
Variável		Desfavorável	1,50
		Favorável	0,00

b) Dimensionamento geotécnico (EQU e GEO)

Os coeficientes parciais de segurança utilizados para o dimensionamento geotécnico, referentes às ações, apresentam-se na tabela seguinte:

Quadro 2.3-2 - Coeficientes parciais de segurança para as ações (dimensionamento geotécnico)

Tipo de ação		γ	E.Q.U.	GEO	
			A_{EQU}	A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,10	1,35	1,00
	Favorável		0,90	1,00	1,00
Variável (exceto sismo)	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00	0,00
Sismo	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,50	1,50
	Favorável		0,00	0,00	0,00

Os coeficientes parciais de segurança utilizados para o dimensionamento geotécnico, referentes aos materiais, apresentam-se na tabela seguinte:

Quadro 2.3-3 - Coeficientes parciais de segurança para os materiais (dimensionamento geotécnico)

Parâmetro do solo	γ	Geral		Sismo	
		M1	M2	$M_{E,EQU}$	$M_{E,GEO}$
Ângulo de atrito interno	γ_ϕ	1,00	1,25	1,25	1,10
Peso volúmico	γ_r	1,00	1,00	1,00	1,00

Os coeficientes parciais de segurança utilizados para o dimensionamento geotécnico, referentes às resistências, são unitários, exceto para estacas, para as quais se utilizam os coeficientes apresentados na tabela seguinte:

Quadro 2.3-4 - Coeficientes parciais de segurança para as resistências das estacas (dimensionamento geotécnico)

Capacidades resistentes	γ	R1	R4
Ponta	γ_b	1,25	1,60
Lateral (compressão)	γ_s	1,00	1,30
Total/combinada (compressão)	γ_t	1,15	1,50

Coeficientes de redução

Os coeficientes de redução aplicados às ações variáveis apresentam-se na tabela abaixo:

Quadro 2.3-5 - Coeficientes de redução

Ação variável	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
SC	0,6	0,4	0,2 0,0 (Variável base: Sismo)
VDT	0,6	0,5	0,3
VUT	0,6	0,5	0,3
Sismo	0,0	0,0	0,0

2.4. MODELOS DE CÁLCULO

A determinação dos esforços atuantes nos vários elementos da estrutura foi conseguida com recurso ao software SAP2000, recorrendo sempre a modelos de cálculo simplificados. Através destes modelos em computador, foi possível obter os esforços, tensões, deformações e deslocamentos necessários para efetuar o dimensionamento.

2.4.1. Análise longitudinal

Para a análise longitudinal foi considerado um modelo composto por uma única viga contínua com todos os tramos constituintes, na qual foram aplicados os respetivos carregamentos.



Figura 2.4-1 - Modelo de análise longitudinal

2.4.2. Análise transversal

Na análise transversal foi aplicado o método dos elementos finitos, utilizando elementos finitos planos. O modelo considerado para esta análise apenas contempla um

tramo corrente, com 40 metros de comprimento, no qual se aplicaram os carregamentos. Este modelo serviu para proceder ao dimensionamento da consola e da laje intermédia.

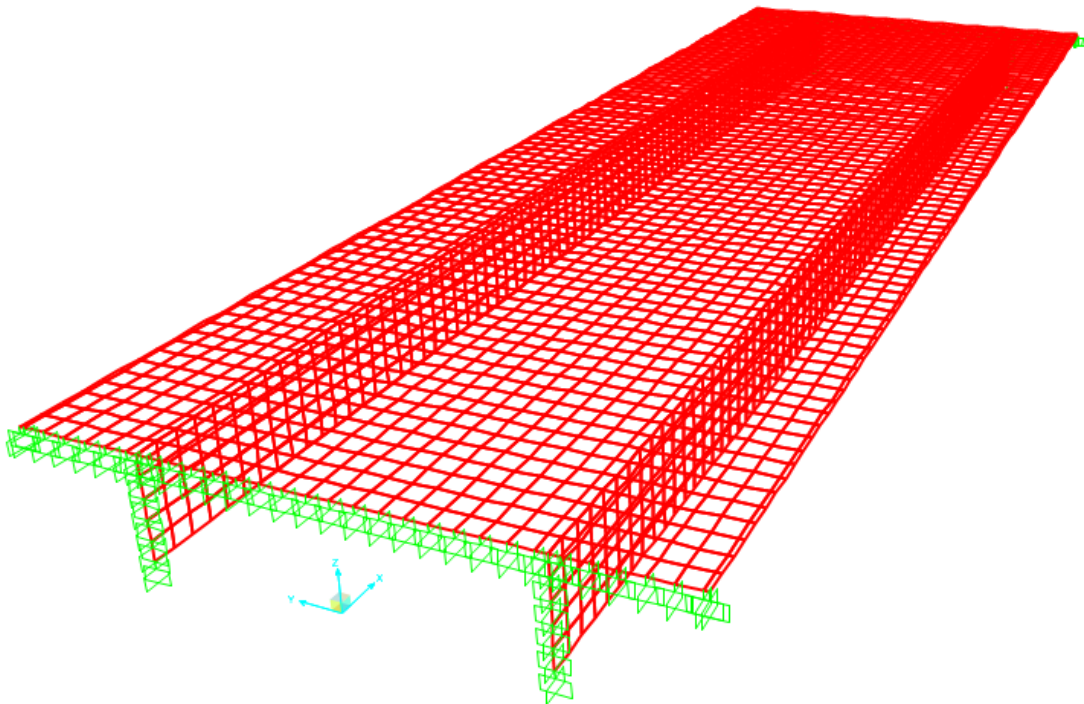


Figura 2.4-2 - Modelo de análise transversal

2.4.3. Análise sísmica

Para o estudo dos pilares, fundações e aparelhos de apoio foi necessário acrescentar ao modelo usado na análise longitudinal barras verticais com o comprimento dos pilares (duas barras por alinhamento ligadas ao tabuleiro por constraints).

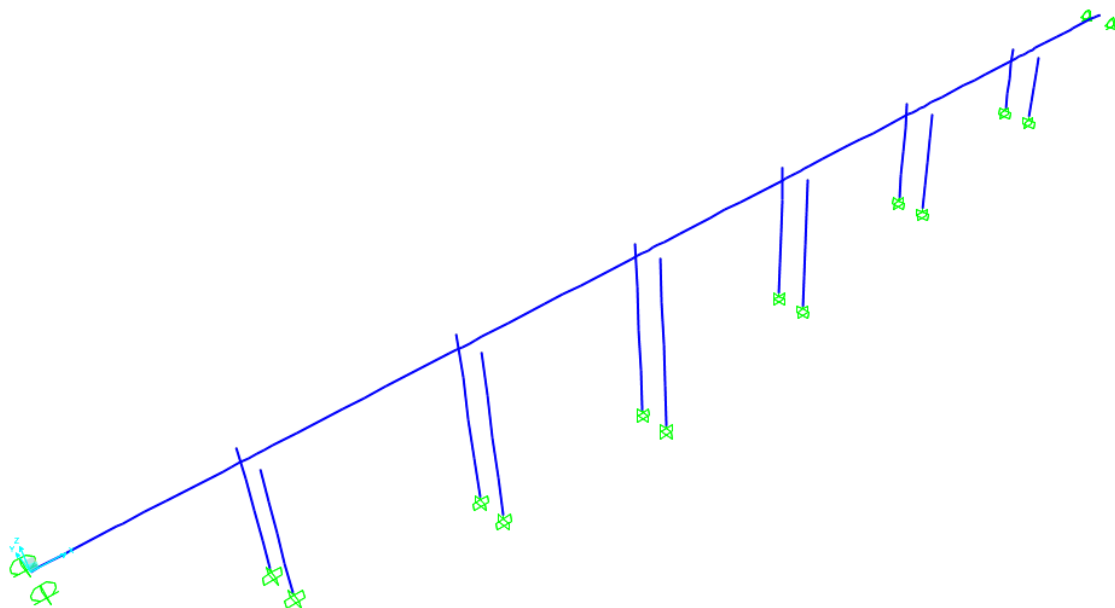


Figura 2.4-3 - Modelo de análise sísmica

2.5. PROCESSO CONSTRUTIVO

De acordo com as características da estrutura, optou-se pela construção tramo a tramo, com recurso a viga de lançamento inferior. As juntas de betonagem situam-se a 1/5 do vão, com exceção do tramo inicial, que não tem qualquer junta de betonagem. Coincidentes com as juntas de betonagem situam-se os acoplamentos dos cabos de pré-esforço, nos quais será aplicado pré-esforço aos 3 dias de idade do betão.

Assim sendo, a ordem de execução dos trabalhos é a seguinte:

- Fundações;
- Encontros e Pilares;
- Tabuleiro;
- Aterros e Acabamentos.

Capítulo 3

Cálculos justificativos

3.1. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO

Como já referido no capítulo anterior, a secção do tabuleiro é composta por duas almas e um banzo superior, formando uma secção em π .

Para simular o espessamento das almas na região dos apoios, foram consideradas quatro secções, por forma a facilitar a modelação no SAP2000. A divisão das secções apresenta-se na figura seguinte.

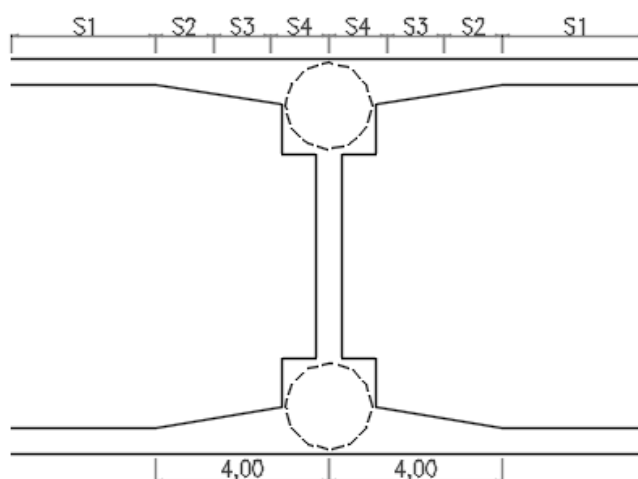


Figura 3.1-1 - Espessamento das almas

Como se pode observar, a secção fica mais espessa à medida que se aproxima do apoio, dando origem às secções S2, S3 e S4. Esta variação, que compreende um valor de 0,60 para a secção S1 e termina num valor de 1,20 na secção S4, ocorre nos 4,00 metros adjacentes a cada apoio.

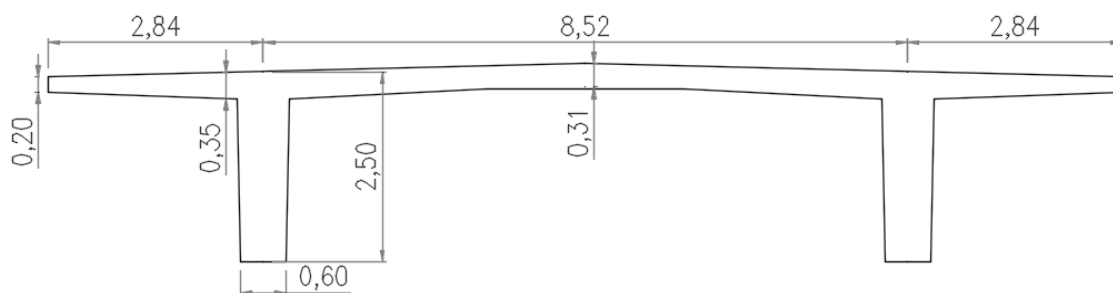


Figura 3.1-2 - Seção transversal corrente (S1)

Na tabela seguinte, apresentam-se as características de cada uma das seções acima apresentadas.

Quadro 3.1-1 - Propriedades das seções transversais

Propriedades	S1	S2	S3	S4
Área [m ²]	7,083	7,555	8,462	9,418
Inércia [m ⁴]	3,817	4,279	5,075	5,819
V _{superior} [m]	0,737	0,787	0,866	0,932
V _{inferior} [m]	1,870	1,820	1,741	1,674

As seções S2, S3 e S4 apenas foram utilizadas para a modelação da estrutura no SAP2000.

3.2. MATERIAIS

Como foi referido no capítulo anterior, os materiais utilizados são o betão e o aço em armaduras ordinárias e de pré-esforço.

Na tabela seguinte, apresentam-se as três classes de betão utilizadas na estrutura e respetivas propriedades.

Quadro 3.2-1 - Propriedades dos betões

Betão	Classe	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{ctk} [MPa]	E_{cm} [GPa]	ϵ_c [‰]
Regularização	C16/20	16,000	10,667	24,000	1,900	1,300	29,000	3,500
Encontros e Fundações	C30/37	30,000	20,000	38,000	2,900	2,000	33,000	3,500
Tabuleiro e Pilares	C35/45	35,000	23,333	43,000	3,200	2,200	34,000	3,500

Os betões empregues em elementos estruturais deve estar de acordo com a norma NP EN 206-1, sendo designados como se apresenta em seguida:

- NP EN 206-1: C30/37•XC 3(P) •Cl 0,20•D_{max}22•S3;
- NP EN 206-1: C35/45•XC 3(P) •Cl 0,20•D_{max}22•S3.

Na tabela seguinte, apresentam-se as propriedades dos aços utilizados em armaduras ordinárias.

Quadro 3.2-2 - Propriedades do aço utilizados em armaduras ordinárias

Aço	Classe	f_{syk} [MPa]	f_{syd} [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{syd} [‰]
Armaduras ordinárias	A500 NR	500,000	434,783	200,000	2,174

Na tabela seguinte, apresentam-se as propriedades dos aços utilizados em armaduras de pré-esforço.

Quadro 3.2-3 - Propriedades dos aços utilizados em armaduras de pré-esforço

Aço	Classe	f_{pyk} [MPa]	f_{pyd} [MPa]	E_p [GPa]	ϵ_{pyd} [‰]	$\epsilon_{p\infty}$ [‰]
Armaduras de pré-esforço	Y1860 S7	1670,000	1400,000	195,000	7,200	5,000

3.3. AÇÕES

3.3.1. Dados de dimensionamento

Para a determinação dos valores das ações atuantes na estrutura segundo o RSA é necessário conhecer parâmetros como a classe da ponte em questão e a zona sísmica onde se situa a obra. Para o efeito, considerou-se a ponte como sendo de classe I e zona sísmica A.

3.3.2. Ações permanentes

São consideradas ações permanentes aquelas que não sofrem variação ao longo do tempo ou que têm uma pequena variação em torno do valor médio durante o tempo de vida da estrutura.

Para o efeito, foram contabilizadas ações permanentes como o peso próprio dos elementos estruturais (PP), a restante carga permanente (RCP), o pré-esforço (PE) e os efeitos diferidos que contemplam fluência, retração e relaxação.

Peso próprio dos elementos estruturais

O peso volúmico considerado para os materiais que constituem a estrutura foram os que se apresentam em seguida.

Betão armado $\rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Betão simples $\rightarrow \gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Aço $\rightarrow \gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$

Restantes cargas permanentes

Apresentam-se abaixo os carregamentos que foram considerados para as restantes cargas permanentes a atuar na estrutura.

Tapete betuminoso $\rightarrow \gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Enchimento Passeio $\rightarrow \gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Viga de bordadura $\rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Lancil $\rightarrow \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Guarda-corpos $\rightarrow 1,00 \text{ kN/m}$

Guarda de segurança $\rightarrow 1,00 \text{ kN/m}$

Pré-esforço

O pré-esforço foi introduzido na estrutura com recurso a cargas equivalentes ao efeito do pré-esforço. Dada a sua importância neste projeto, o mesmo será aprofundado mais à frente neste capítulo, mais concretamente na secção 3.4.

Efeitos diferidos

Como foi supracitado, consideraram-se nos efeitos diferidos a fluência e retração do betão e a relaxação dos aços de pré-esforço. O cálculo foi efetuado segundo o EC2, considerando uma temperatura constante igual a 20°C ao longo da vida útil da obra.

3.3.3. Ações variáveis

São consideradas ações variáveis aquelas que podem variar de intensidade ao longo da vida da estrutura.

Foram consideradas para o efeito ações variáveis como o veículo tipo (VT), a sobrecarga uniforme (SCU), a sobrecarga linear (SCL), a sobrecarga concentrada no passeio (SCC), a variação diferencial de temperatura (VDT), a variação uniforme de temperatura (VUT) e o sismo (E).

Veículo tipo

O veículo tipo a considerar para pontes rodoviárias vem descrito no artigo 41º do RSA. O mesmo consiste num veículo de três eixos equidistantes, afastados de 1,50 metros entre si, cada um com duas rodas afastadas 2,00 metros, onde cada roda descarrega 100 KN.

O veículo tipo deve ser posicionado tanto longitudinalmente como transversalmente na posição mais desfavorável para o efeito em estudo.

Sobrecarga uniforme

Foram tidas em conta duas sobrecargas uniformes, de modo a entender qual delas seria mais desfavorável. Considerou-se, assim, uma sobrecarga uniforme na direção longitudinal e outra na direção transversal.

a) Direção longitudinal

Considerou-se uma sobrecarga uniforme na direção longitudinal de 4,00 KN/m² aplicada na totalidade da largura do tabuleiro, ou seja, na faixa de rodagem e passeios.

b) Direção transversal

Na direção transversal considerou-se uma sobrecarga uniforme aplicada nos passeios de 3,00 KN/m².

Sobrecarga linear

A sobrecarga linear, ou carga de faca, tem o valor de 50 KN/m e é aplicada transversalmente no tabuleiro apenas nos 12,00 metros de extensão da faixa de rodagem.

Sobrecarga concentrada no passeio

A sobrecarga concentrada no passeio tem o valor de 20,00 KN e é aplicada na extremidade exterior, visto ser este o ponto mais desfavorável.

Variação diferencial de temperatura (VDT)

Para ter em conta o efeito da variação diferencial de temperatura na estrutura, consideraram-se dois casos, sendo eles aquecimento diurno, ao qual se fez corresponder um gradiente térmico de +10°C, e o arrefecimento noturno, para o qual se considerou um gradiente térmico de -5°C.

O gradiente térmico positivo é de $\frac{VDT^+}{h_{alma}} = \frac{10}{2,50} = 4,00^\circ C / m$.

O gradiente térmico negativo é de $\frac{VDT^-}{h_{alma}} = \frac{-5}{2,50} = -2,00^\circ C / m$.

Onde h_{alma} corresponde à altura do tabuleiro na zona da alma.

Variação uniforme de temperatura (VUT)

Como previsto no artigo 18º do RSA, considerou-se uma variação uniforme de temperatura de $\pm 15^\circ C$.

Sismo

Como já referido anteriormente, a estrutura encontra-se na zona sísmica A, à qual corresponde um coeficiente de sismicidade $\alpha = 1,0$, segundo o artigo 29º do RSA.

Foram utilizados os espectros de resposta do RSA para fazer uma análise dinâmica por forma a simular a ação de um sismo na estrutura. Para o efeito, foram consideradas as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2 em terreno tipo II. No Anexo M apresentam-se os espectros de resposta.

Cada um destes dois casos de ação sísmica deve ser dividido em duas componentes: uma que atua segundo a direção longitudinal da estrutura, e outra que atua na direção transversal. Assim sendo, obtêm-se quatro casos distintos, que atuam separadamente, como prevê o RSA, dos quais se deve considerar sempre o mais gravoso. Em seguida, apresentam-se os quatro casos que foram introduzidos na modelação para a análise dinâmica no SAP2000.

a) Direção longitudinal (direção X):

- S1x – Ação sísmica tipo 1 em terreno tipo II;
- S2x – Ação sísmica tipo 2 em terreno tipo II;

b) Direção transversal (direção Y):

- S1y – Ação sísmica tipo 1 em terreno tipo II;
- S2y – Ação sísmica tipo 2 em terreno tipo II;

De acordo com o artigo 33º do REBAP e considerando uma estrutura de ductilidade normal em que a energia transmitida pelo sismo é maioritariamente absorvida por flexão nos pilares, obtém-se um coeficiente de comportamento sísmico igual a dois ($\eta = 2,0$).

Apresentam-se, na tabela seguinte, as frequências e os fatores de participação modal para os cinco primeiros modos de vibração:

Quadro 3.3-1 - Frequências de vibração e fatores de participação modal

Modo	f [Hz]	Fatores de participação modal [% de massa]	
		Longitudinal	Transversal
1	0,502	64,106	0,000
2	0,551	0,000	-85,691
3	0,576	5,136	0,000
4	0,753	26,939	0,000
5	0,869	23,197	0,000

No primeiro modo de vibração o viaduto vibra na direção longitudinal, no segundo na direção transversal.

3.4. PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço foi pré-dimensionado de modo a equilibrar 95% das cargas permanentes (consideraram-se para este caso o peso próprio da estrutura e a restante carga permanente).

O pré-esforço, em aço da classe Y1860 S7, é aplicado através de 4 cabos com 27 cordões de 1,5 cm² (15,7 mm de diâmetro por cordão). Este é assim de 4×27φ15,7 e tem de área total 162 cm². Posteriormente, e para verificar a validade do pré-dimensionamento, foi feita a verificação do estado limite de descompressão.

3.4.1. Traçado dos cabos de pré-esforço

Cada dois cabos destinam-se a ser alojados no interior de cada uma das duas almas, garantindo sempre uma bainha de recobrimento por razões de durabilidade. O andamento dos cabos é descrito por parábolas do segundo grau por forma a otimizar o pré-esforço, podendo as mesmas ser definidas através da expressão $y = ax^2 + bx + c$.

Nos pontos de mudança de concavidade dos segmentos parabólicos garantiu-se que a transição é feita de forma gradual, através da verificação da igualdade das tangentes das duas parábolas.

Por forma a tirar o melhor partido da ação do pré-esforço, o cabo tem o seu ponto mais alto na secção de apoio e o seu ponto mais baixo na secção de meio vão, por forma a fazer face aos momentos negativos e positivos respetivamente ali instalados.

A tensão de esticamento é aplicada no final de cada junta de betonagem e por fim no encontro E2. A betonagem do tabuleiro será feita tramo a tramo. As juntas de betonagem situam-se a um quinto do vão corrente, onde serão aplicados os acoplamentos do pré-esforço. O primeiro troço a betonar tem um comprimento de 40,00 metros, os cinco tramos seguintes têm um comprimento de 40,00 metros e o último tramo tem um comprimento de 24,00 metros.

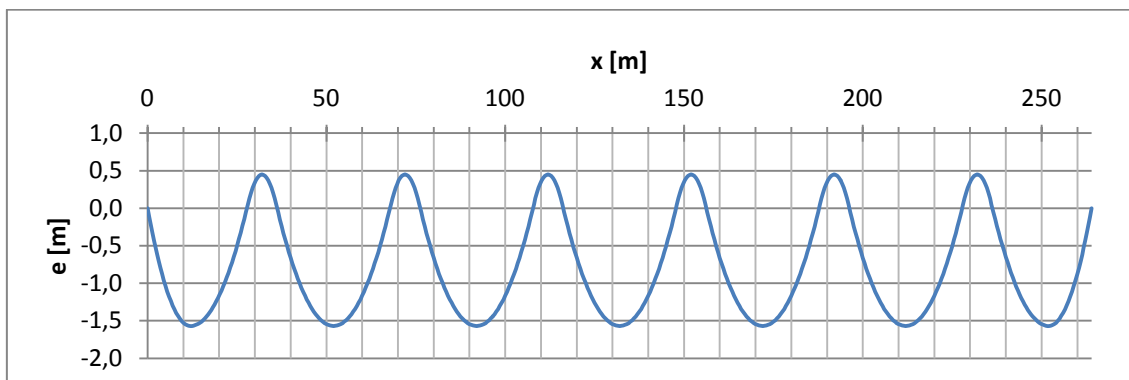


Figura 3.4-1 - Traçado dos cabos de pré-esforço

3.4.2. Cargas equivalentes

Para a modelação em SAP2000 foi necessário determinar as cargas equivalentes ao efeito do pré-esforço, por forma a facilitar a introdução do mesmo efeito no modelo. Para o cálculo das cargas equivalentes admitiu-se que as mesmas deviam anular noventa e cinco por cento das cargas permanentes, ou seja $q_{eq} = 0,95 \times CP$, onde se considera para efeito que $CP = PP + RCP$.

Desta forma, obtém-se uma força nos cabos como se apresenta em seguida:

$$q_{eq} = 0,95 \times CP \Leftrightarrow \frac{2f \times P}{L^2} = 0,95 \times CP \Leftrightarrow P = \frac{0,95 \times CP \times L^2}{2f} \Leftrightarrow$$
$$\Leftrightarrow P = \frac{0,95 \times (177,00 + 42,15) \times 16,00^2}{2 \times 1,62} = 16490,50 \text{ KN}$$

Com a força nos cabos (P), e admitindo uma tensão a tempo infinito de $\sigma_{\infty} = 1000 \text{ MPa}$, calculou-se a área de pré-esforço necessária, que para o efeito foi de $A_p = 164,90 \text{ cm}^2$.

Admitindo uma armadura de $4 \times 27\phi 15,7$ (4 cabos com 27 cordões de $1,5 \text{ cm}^2$), à qual corresponde uma área de pré-esforço de $A_p = 162 \text{ cm}^2$, obtém-se uma força nos cabos corrigida de $P_{\infty} = \sigma_{\infty} \times A_p = 16200 \text{ KN}$.

Cargas equivalentes distribuídas

Existem na estrutura três tipos distintos de parábolas que os cabos de pré-esforço descrevem. Estas parábolas são caracterizadas por um comprimento (L) e uma flecha (f). Para calcular a respetivas cargas equivalentes recorreu-se à expressão apresentada em seguida:

$$q_{eq} = \frac{2f \times P_{\infty}}{L^2}$$

Na tabela seguinte, apresentam-se os valores utilizados no cálculo das cargas equivalentes e os seus respetivos valores:

Quadro 3.4-1 - Cargas equivalentes ao efeito do pré-esforço (distribuídas)

Troço	f [m]	L [m]	P_{∞} [KN]	q_{eq} [KN/m]
1	1,570	12,000	16200,000	353,250
2	1,616	16,000	16200,000	204,525
3	0,404	4,000	16200,000	818,100

A localização das parábolas pode ser observada na figura seguinte.

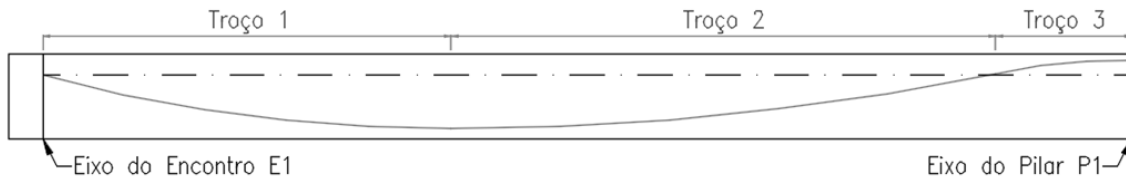


Figura 3.4-2 - Identificação dos troços das parábolas

As cargas equivalentes são aplicadas no sentido da concavidade da parábola que o cabo descreve, ou seja, se a concavidade estiver voltada para baixo, a carga equivalente aplica-se no sentido da força da gravidade e vice-versa.

Cargas equivalentes concentradas

Nas extremidades dos cabos, onde estão localizadas as ancoragens, ocorrem esforços concentrados, devido à tensão de pré-esforço aplicada. As regiões onde os mesmos se dão contemplam as extremidades do tabuleiro e as juntas de betonagem. Estes esforços podem ser decompostos nas componentes normal, transversal e ainda momento fletor.

Apresentam-se, em seguida, as expressões utilizadas para o cálculo dos referidos esforços:

$$N(x) = -P_{\infty}$$

$$V(x) = \pm P_{\infty} \times 2 \times a \times L$$

$$M(x) = \pm P_{\infty} \times e(x)$$

Na tabela seguinte, apresentam-se os resultados obtidos através do cálculo anteriormente referido.

Quadro 3.4-2 - Cargas equivalentes ao efeito do pré-esforço (concentradas)

Secção	N [KN]	V [KN]	M [KNm]
Encontro E1	-16200,000	-4239,000	0,000
Juntas de betonagem	-16200,000	-2454,300	10708,200
Encontro E2	-16200,000	4239,000	0,000

3.4.3. Forças e perdas

Segundo o artigo 36º do REBAP, o valor máximo do pré-esforço a aplicar na origem (ancoragem ativa) não deve ser superior a 75% do valor característico da tensão de rotura, ou seja:

$$\sigma_{p0'} = 0,75 \times f_{puk}$$

Através da expressão anterior obtém-se uma tensão de esticamento de 1395 MPa, a aplicar nas ancoragens ativas.

Após tensionados os cabos, irão ocorrer perdas instantâneas devido ao atrito entre os cabos e as bainhas, à reentrada das cunhas e à deformação instantânea do betão. A longo prazo, irão ocorrer as perdas diferidas devidas aos efeitos da retração e fluência do betão e à relaxação do aço dos cabos de pré-esforço.

É necessário contabilizar todas estas perdas, por forma a garantir que, após perdas totais, para o estado limite de utilização, toda a estrutura esteja com tensões de compressão ou no limite com tensões de tração inferiores a f_{ctm} .

Perdas instantâneas – Início de exploração

Ao tensionar os cabos de pré-esforço, vão ocorrer imediatamente perdas de tensão ao longo do cabo. Essas perdas devem-se ao atrito entre os cabos e as bainhas, devidas à reentrada das cunhas e ainda à deformação instantânea do betão.

Método de cálculo das perdas instantâneas

a) Perdas por atrito

As perdas por atrito podem ser calculadas através da seguinte expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_0 \times e^{-\sum |m_i \times \Delta x_i|}$$

Onde:

σ_1 e σ_0 - Tensões nos pontos 1 e 0, sendo o ponto 1 o mais afastado da ancoragem ativa;

m_i - Fator de atrito do troço parabólico i ;

Δx_i - Comprimento (em projeção horizontal) do troço i .

Aplicando a fórmula de Euler para o caso de vigas com traçados parabólicos, o fator de atrito é dado pela seguinte expressão:

$$m = \mu \times (2a + k)$$

Onde:

μ - Coeficiente de atrito cabo-bainha;

$a = \frac{f}{L^2}$ - Parâmetro da equação do 2º grau do cabo de pré-esforço;

k - Desvio angular unitário.

Na tabela seguinte, apresentam-se os resultados obtidos através do cálculo acima apresentado para as três parábolas tipo existentes.

Quadro 3.4-3 - Características da parábolas dos cabos de pré-esforço

Tramo	μ	$k [m^{-1}]$	$f [m]$	$L [m]$	$a [m^{-1}]$	$m [m^{-1}]$
1	0,200	0,010	1,570	12,000	0,0109	0,0064
2			1,616	16,000	0,0063	0,0045
3			0,404	4,000	0,0253	0,0121

b) Perdas por reentrada das cunhas

A perda por reentrada das cunhas é consequência do deslocamento que ocorre no momento em que o esticamento é interrompido e o cabo é amarrado com recurso às cunhas. Para o efeito, o deslocamento considerado é de 6 milímetros.

O alcance das perdas por reentrada das cunhas, que é a distância até à qual ocorrem perdas devido à reentrada, obtém-se através da expressão apresentada abaixo.

$$\lambda = -\frac{1}{m} \times \ln \left(1 - \sqrt{\frac{m \times E_p \times \delta_r}{\sigma_{p0}}} \right)$$

Onde:

E_p - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;

δ_r - Valor da reentrada das cunhas;

σ_{p0} - Tensão de esticamento dos cabos de pré-esforço.

A reentrada das cunhas acontece nas ancoragens ativas, que se localizam no final de cada tramo, ou seja, nas juntas de betonagem e no último tramo junto ao encontro E2. Na tabela seguinte, podem observar-se os resultados obtidos no cálculo.

Quadro 3.4-4 - Alcance das perdas por reentrada das cunhas

Tramo	$m [m^{-1}]$	$\delta_r [mm]$	$E_p [GPa]$	$\sigma_{p0} [MPa]$	$\lambda [m]$
1 a 6	0,0045	6,000	195,000	1395,000	14,052
7	0,0064				11,924

c) Perdas por deformação instantânea do betão

Para ter em conta a deformação instantânea do betão, recorreu-se à expressão apresentada em seguida.

$$\Delta\sigma_{p0,c}(x) = \frac{1}{2} \frac{n-1}{n} \frac{E_p}{E_{cm}(t_0)} |\sigma_c(x)|$$

Onde:

n - Número de cabos de pré-esforço;

E_p - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;

$E_{cm}(t_0)$ - Módulo de elasticidade do betão à idade de aplicação do pré-esforço;

$\sigma_c(x)$ - Tensão de compressão no betão, calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, resultante do pré-esforço aplicado e de outras ações permanentes que atuem depois da aplicação do pré-esforço.

Tensões e forças após perdas instantâneas

No quadro seguinte apresenta-se o cálculo das perdas para as secções críticas do tabuleiro, sendo estas a secção de apoio e de vão.

Quadro 3.4-5 - Cálculo das perdas instantâneas

Secção [m]	$\sigma_{P0,a+re}$ [MPa]	$P_{0,a+re}$ [KN]	$\sigma_c(x)$ [MPa]	Def. inst. [MPa]	$P_{0,total}$ [KN]	$\sigma_{P0,total}$ [MPa]
Apoio 0	1071,716	17361,799	-2,451	5,272	17276,396	1066,444
Vão 12	1156,727	18738,976	-2,646	5,690	18646,799	1151,037
Apoio 32	1163,027	18841,037	-2,660	5,721	18748,357	1157,306
Vão 52	1156,727	18738,976	-2,646	5,690	18646,799	1151,037
Apoio 72	1163,027	18841,037	-2,660	5,721	18748,357	1157,306
Vão 92	1156,727	18738,976	-2,646	5,690	18646,799	1151,037
Apoio 112	1163,027	18841,037	-2,660	5,721	18748,357	1157,306
Vão 132	1156,727	18738,976	-2,646	5,690	18646,799	1151,037
Apoio 152	1163,027	18841,037	-2,660	5,721	18748,357	1157,306
Vão 172	1156,727	18738,976	-2,646	5,690	18646,799	1151,037
Apoio 192	1163,027	18841,037	-2,660	5,721	18748,357	1157,306
Vão 212	1156,727	18738,976	-2,646	5,690	18646,799	1151,037
Apoio 232	1163,027	18841,037	-2,660	5,721	18748,357	1157,306
Vão 252	1292,478	20938,139	-2,956	6,358	20835,144	1286,120
Apoio 264	1198,655	19418,219	-2,741	5,896	19322,700	1192,759

Perdas diferidas – Longo Prazo

Para além das perdas ocorridas a curto prazo, irão ocorrer simultaneamente perdas a longo prazo, também chamadas de perdas diferidas. Estas perdas são essencialmente devidas à fluência e retração do betão e ainda à relaxação dos aços de pré-esforço.

Método de cálculo das perdas diferidas

Para contabilizar as perdas diferidas foi considerada uma humidade relativa $HR = RH = 70\%$, temperatura constante ao longo de todo o tempo de vida útil da estrutura $T = 20^\circ C$, carregamento do betão à idade $t_0 = 3dias$ e idade do betão a tempo infinito $t_\infty = 20000dias$. O cimento utilizado é da classe CEM 42,5 N.

Considerou-se ainda a área e perímetro da secção corrente, que são respetivamente $A_c = 7,083m^2$ e $u = 37,199m$. Com estes valores, calculou-se a espessura equivalente, como se apresenta em seguida:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 7,083}{37,199} \times 1000 = 380,822mm$$

a) Perdas por retração do betão

Para a contabilização das perdas devidas ao efeito da retração do betão aplicaram-se os critérios do EC2. Segundo a norma, a extensão total de retração $\varepsilon_{cs}(t)$ é constituída por duas componentes, a extensão de retração por secagem $\varepsilon_{cd}(t)$ e a extensão de retração autógena $\varepsilon_{ca}(t)$.

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t)$$

A extensão devida à retração por secagem é calculada através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0}$$

Onde:

- Idade do betão a tempo infinito:

$$t = t_\infty = 20000dias$$

- Fator que tem em conta a influencia da espessura equivalente:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} = \frac{20000 - 3}{(20000 - 3) + 0,04\sqrt{380,822^3}} = 0,985$$

- Coeficiente que depende da espessura equivalente de acordo com o quadro seguinte:

Quadro 3.4-6 - Valores de k_h (Quadro 3.3 EC2)

h_0	100	200	300	≥ 500
k_h	1,00	0,85	0,75	0,70

Para $h_0 = 380,822$ mm tem-se $k_h = 0,730$.

- Fator que tem em conta a humidade relativa:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \left[1 - \left(\frac{70}{100} \right)^3 \right] = 1,018$$

- Coeficientes que dependem do tipo de cimento:

Cimento da classe N: $\alpha_{ds1} = 4$ e $\alpha_{ds2} = 0,12$

- Extensão de retração por secagem de referencia:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times e^{-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \times 4) \times e^{-0,12 \times \frac{43}{10}} \right] \times 10^{-6} \times 1,018 = 3,41 \times 10^{-4}$$

Com as expressões anteriores pode obter-se a extensão devida à retração por secagem:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0,985 \times 0,730 \times 3,41 \times 10^{-4} = 2,45 \times 10^{-4}$$

A extensão devida à retração autógena é calculada através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Onde:

- Fator que depende do tempo:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \times t^{0,5})} = 1 - e^{(-0,2 \times 20000^{0,5})} = 1$$

- Extensão que tem em conta a rotura do betão à compressão:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2,5 \times (35 - 10) \times 10^{-6} = 6,25 \times 10^{-5}$$

Com as expressões anteriores pode obter-se a extensão devida à retração autógena:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) = 1 \times 6,25 \times 10^{-5} = 6,25 \times 10^{-5}$$

Dos cálculos anteriores pode obter-se o valor da extensão total de retração:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 2,45 \times 10^{-4} + 6,25 \times 10^{-5} = 3,08 \times 10^{-4}$$

b) Perdas por fluência do betão

O cálculo do coeficiente de fluência foi feito de acordo com a metodologia do EC2. De acordo com o anexo B da referida norma, o coeficiente de fluência é proporcional ao coeficiente de fluência de referência φ_0 , multiplicado pelo coeficiente que traduz a evolução da fluência com o tempo após o carregamento $\beta_c(t, t_0)$, onde $t = t_\infty = 20000 \text{ dias}$.

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

O coeficiente de fluência de referencia φ_0 pode ser calculado através das seguinte expressão:

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

Onde:

- Coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,7} = 0,866$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,2} = 0,960$$

- Fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 = \left[1 + \frac{1 - \frac{70}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{380,822}} \times 0,866 \right] \times 0,960 = 1,304$$

- Fator que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,562$$

- Fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1+3^{0,20}} = 0,743$$

Com as expressões anteriores pode obter-se o coeficiente de fluência de referência:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 1,304 \times 2,562 \times 0,743 = 2,482$$

O coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$$

Onde:

- Coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[\frac{35}{43} \right]^{0,5} = 0,902$$

- Coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h_0 em mm):

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 \times RH)^{18} \right] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 \leq 1500 \times \alpha_3$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 \times 70)^{18} \right] \times 380,822 + 250 \times 0,902 \leq 1500 \times 0,902$$

$$\beta_H = 821,547 \leq 1353,291 \Rightarrow \beta_H = 821,547$$

Da aplicação da expressão acima apresentada para $\beta_c(t, t_0)$ obtém-se:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{20000 - 3}{821,547 + 20000 - 3} \right]^{0,3} = 0,988$$

Aplicando ainda a expressão para a determinação do coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ obtém-se:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) = 2,482 \times 0,988 = 2,452$$

c) Perdas por relaxação dos aços de pré-esforço

Para a contabilização das perdas de pré-esforço devidas à relaxação dos aços de pré-esforço recorreu-se uma vez mais à metodologia do EC2, nomeadamente ao anexo D. Foram considerados para o efeito aços da classe de relaxação 2, que corresponde a fios ou cordões de baixa relaxação.

Para o referido cálculo consideraram-se os seguintes parâmetros:

$\rho_{1000} = 2,5\%$ - Valor da perda devida à relaxação (em %), às 1000 h depois da aplicação de pré-esforço e a uma temperatura média de 20°C;

$t = t_{\infty,h} = 500000horas$ - Idade do betão a tempo infinito.

Tensões e forças após perdas diferidas

Com os coeficientes anteriormente calculados é possível determinar a força de pré-esforço útil, que corresponde à força instalada nos cabos após perdas totais, ou seja P_{∞} . Para tal, é necessário retirar à força de pré-esforço inicial P_0 as perdas instantâneas e diferidas.

a) Perdas por retração do betão

$$\Delta\sigma_{pt,s}(x) = E_p \times |\varepsilon_{cs}(t)|$$

b) Perdas por fluência do betão

$$\Delta\sigma_{pt,c}(x) = \alpha \times \varphi(t, t_0) \times |\sigma_c(x)|$$

c) Perdas por relaxação dos aços de pré-esforço

$$\Delta\sigma_{pt,r}(x) = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,09 \times \mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1-\mu)} \times 10^{-5} \times \sigma_{p0}(x)$$

Onde:

$$\mu = \frac{\sigma_{p0}(x)}{f_{puk}} - \text{Coeficiente que relaciona a tensão inicial de pré-esforço com o}$$

valor característico da resistência à tração do aço das armaduras de pré-esforço.

d) Perdas diferidas totais

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = \frac{\Delta\sigma_{pt,s}(x) + \Delta\sigma_{pt,c}(x) + 0,80 \times \Delta\sigma_{pt,r}(x)}{1 + \alpha \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \times (e(x))^2\right) \times (1 + 0,80 \times \varphi(t, t_0))}$$

Tendo em conta que a área da armadura de pré-esforço é de $A_p = 162cm^2$, podem aplicar-se as expressões seguintes, por forma a obter a tensão e força nos cabos.

Desta forma, a tensão nos cabos pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\sigma_{p\infty}(x) = \sigma_{p0}(x) - \Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x)$$

E a força nos cabos pode ser obtida multiplicando a tensão pela área de pré-esforço, como se apresenta em seguida:

$$P_{\infty}(x) = \sigma_{p_{\infty}}(x) \times A_p$$

No quadro seguinte apresenta-se o cálculo das perdas para as secções críticas do tabuleiro, sendo elas a secção de apoio e de vão.

Quadro 3.4-7 - Cálculo das perdas diferidas

Secção [m]		$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,r}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	P_{∞} [KN]	$\sigma_{p_{\infty}}$ [MPa]
Apoio	0	60,005	34,469	23,578	98,920	15673,896	967,524
Vão	12	60,005	37,203	31,127	106,577	16920,248	1044,460
Apoio	32	60,005	37,406	31,767	115,337	16879,904	1041,969
Vão	52	60,005	37,203	31,127	106,577	16920,248	1044,460
Apoio	72	60,005	37,406	31,767	115,337	16879,904	1041,969
Vão	92	60,005	37,203	31,127	106,577	16920,248	1044,460
Apoio	112	60,005	37,406	31,767	115,337	16879,904	1041,969
Vão	132	60,005	37,203	31,127	106,577	16920,248	1044,460
Apoio	152	60,005	37,406	31,767	115,337	16879,904	1041,969
Vão	172	60,005	37,203	31,127	106,577	16920,248	1044,460
Apoio	192	60,005	37,406	31,767	115,337	16879,904	1041,969
Vão	212	60,005	37,203	31,127	106,577	16920,248	1044,460
Apoio	232	60,005	37,406	31,767	115,337	16879,904	1041,969
Vão	252	60,005	41,569	47,976	122,153	18856,272	1163,967
Apoio	264	60,005	38,552	35,625	110,894	17526,210	1081,865

3.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO

3.5.1. Faseamento construtivo

Devido ao faseamento construtivo, torna-se imprescindível fazer, para além da análise a longo prazo, uma análise a curto prazo. Na fase inicial (início de exploração), os esforços instalados corresponderão aos determinados na análise a curto prazo, que com o tempo se aproximarão dos esforços obtidos na análise a longo prazo (nunca os ultrapassando).

Os momentos fletores a que a estrutura se encontra sujeita à idade t , $M(t)$, são obtidos com recurso aos momentos fletores do somatório das várias fases construtivas, $M_{\sum \text{fases}}$, e aos momentos fletores que se obteriam caso a estrutura fosse construída numa única fase, M_e .

O momento fletor, à idade t , devido ao peso próprio, é calculado com a seguinte expressão:

$$M(t) \simeq M_{\sum \text{fases}} + \left(M_e - M_{\sum \text{fases}} \right) \times \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \times \varphi(t, t_0)}$$

Onde:

$M_{\sum \text{fases}}$ - Momento fletor obtido somando os momentos fase a fase, sem fluência;

M_e - Momento fletor obtido na estrutura construída numa única fase;

$\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência à idade t ;

ρ - Fator de relaxação ($\rho = 0,9$).

Para o caso do pré-esforço, como inicialmente foi considerada uma tensão nos cabos a tempo infinito de 1000MPa, há que fazer a correção para a tensão exata a tempo infinito após perdas totais.

O momento fletor, à idade t , devido ao pré-esforço, é calculado por:

$$M(t) \simeq \left[M_{\sum \text{fases}} + \left(M_e - M_{\sum \text{fases}} \right) \times \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \times \varphi(t, t_0)} \right] \times \frac{\sigma_p}{1000}$$

Onde:

σ_p - Tensão de pré-esforço após perdas.

3.5.2. Diagramas de esforços

Apresentam-se em seguida os diagramas de esforços das ações consideradas para a análise longitudinal do tabuleiro, obtidos a partir de valores retirados do programa de cálculo automático SAP2000. As ações que produzem esforços nesta direção são o peso próprio, o pré-esforço, as restantes cargas permanentes, as sobrecargas uniformes e lineares e a variação diferencial de temperatura.

Esforços devido ao peso próprio

Os momentos fletores provocados pelo peso próprio foram calculados segundo indicado em 3.5.1, sendo que se considerou um coeficiente de fluência nulo para o início de exploração e de 2,452, valor calculado anteriormente, para longo prazo.

Apresenta-se, em seguida, o diagrama de momento fletor originado pela ação peso próprio.

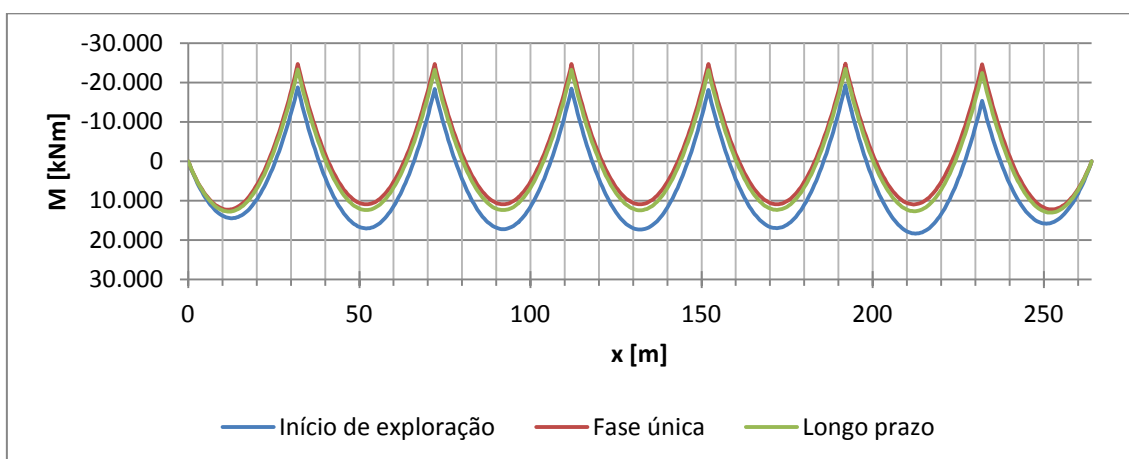


Figura 3.5-1 - Diagrama de momento fletor devido ao peso próprio

Como se pode observar na figura anterior, os momentos fletores positivos diminuem ao longo do tempo, já os momentos fletores negativos aumentam ligeiramente. Verifica-se também que, com o tempo, os valores se vão aproximando do diagrama que se obteria caso a estrutura fosse construída numa única fase.

Por sua vez, o esforço transversal devido ao peso próprio não sofre alterações relevantes ao longo do tempo. O respetivo diagrama de esforço transversal devido ao peso próprio apresenta-se em seguida.

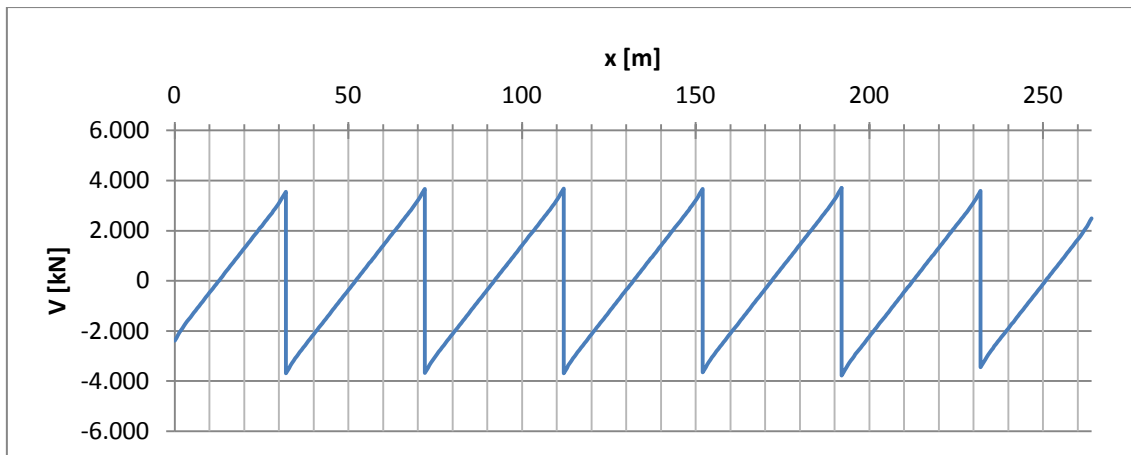


Figura 3.5-2 - Diagrama de esforço transverso devido ao peso próprio

Esforços devido ao pré-esforço

Os momentos fletores provocados pelo pré-esforço foram também calculados segundo indicado em 3.5.1, sendo que se considerou, tal como para o peso próprio, um coeficiente de fluência nulo para o início de exploração e de 2,452 para longo prazo.

Apresenta-se, em seguida, o diagrama de momento fletor originado pela ação do pré-esforço.

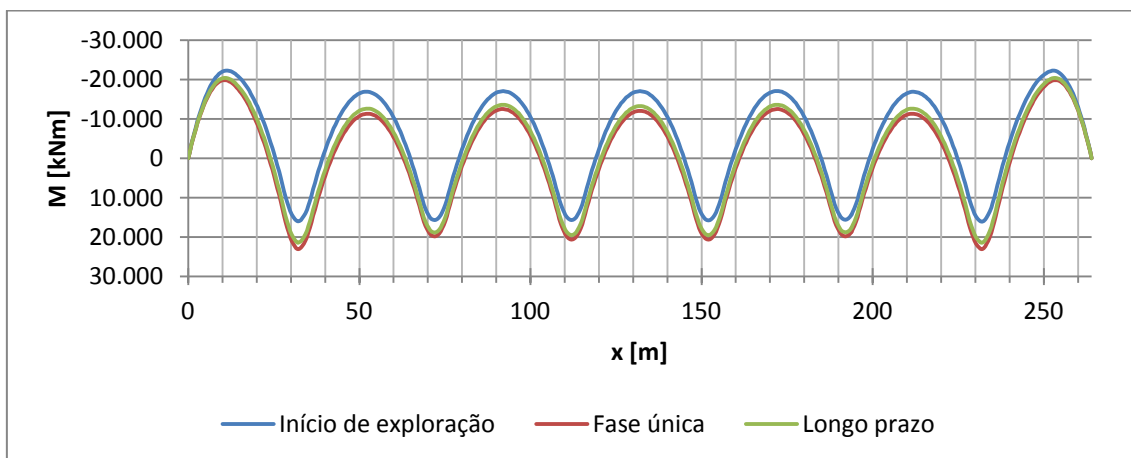


Figura 3.5-3 - Diagrama de momento fletor devido ao pré-esforço

Em estruturas hiperstáticas, como a presente estrutura, o pré-esforço introduz esforços de flexão de natureza hiperstática.

O momento fletor isostático do pré-esforço, $M_{PE,Iso}$, pode ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{PE,Iso} = \pm P(x) \times e(x)$$

Onde:

$P(x)$ - Força de pré-esforço;

$e(x)$ - Excentricidade do cabo.

O momento fletor hiperstático do pré-esforço, $M_{PE,Hip}$, pode ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{PE,Hip} = M_{PE} - M_{PE,Iso}$$

Onde:

M_{PE} - Momento fletor total provocado pelo pré-esforço.

Apresenta-se, em seguida, o diagrama de momento fletor da parcela isostática do pré-esforço, calculado como indicado anteriormente.

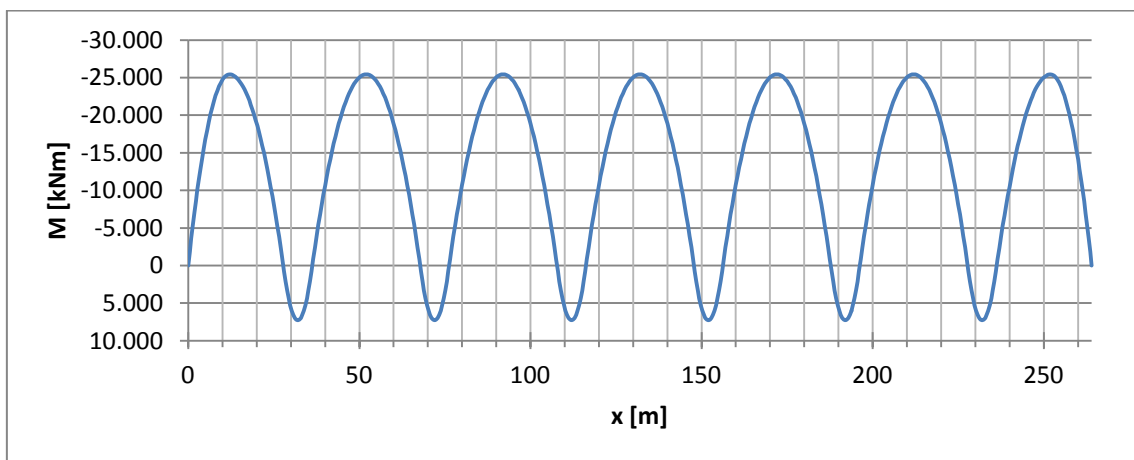


Figura 3.5-4 - Diagrama de momento fletor devido ao pré-esforço (parcela isostática)

Apresenta-se, em seguida, o andamento do diagrama de momento fletor da parcela hiperstática do pré-esforço.

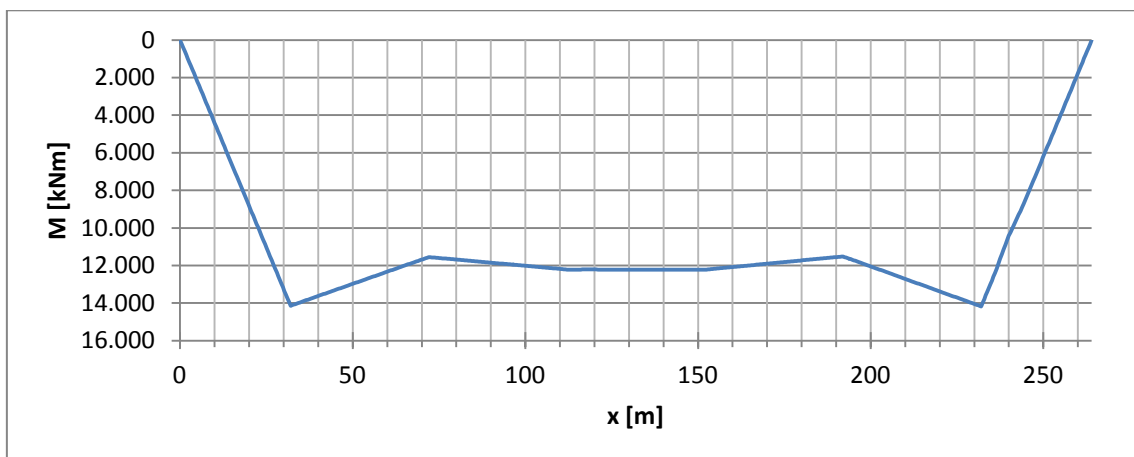


Figura 3.5-5 - Diagrama de momento fletor devido ao pré-esforço (parcela hiperstática)

O esforço transversal apresenta algumas simetrias em relação ao diagrama originado pelo peso próprio, como seria expectável e como se pode observar seguidamente.

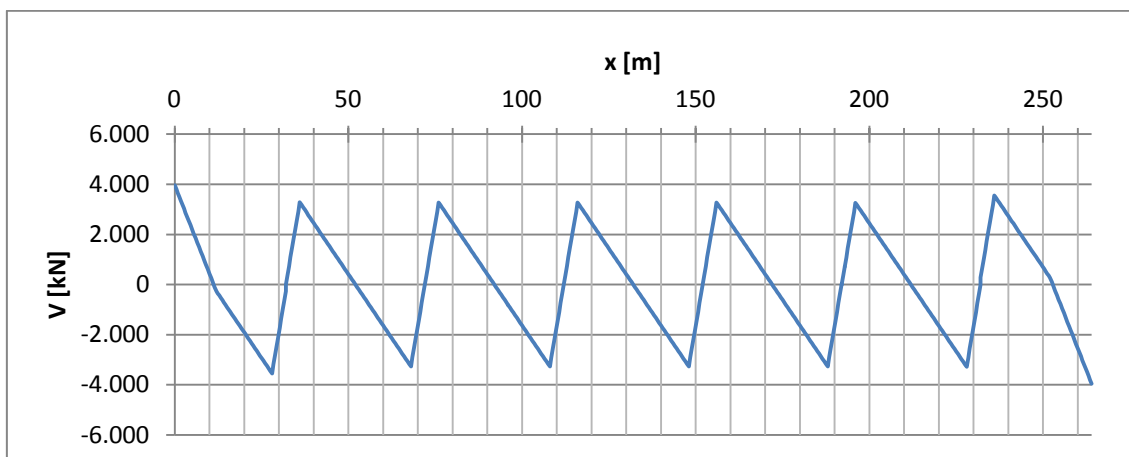


Figura 3.5-6 - Diagrama de esforço transversal devido ao pré-esforço

O diagrama de esforço transversal originado pela ação do pré-esforço apresenta uma anti simetria em relação ao diagrama originado pelo peso próprio.

Esforços devido às restantes cargas permanentes

A restantes cargas permanentes originam diagramas similares aos originados pelo peso próprio, mas com intensidade significativamente inferior, como seria expectável. Considerou-se que as restantes cargas permanentes apenas são aplicadas após a execução de todos os tramos e, por isso, foram aplicadas apenas no modelo da fase única. Em seguida, apresenta-se o diagrama de momento fletor originado pelas restantes cargas permanentes.

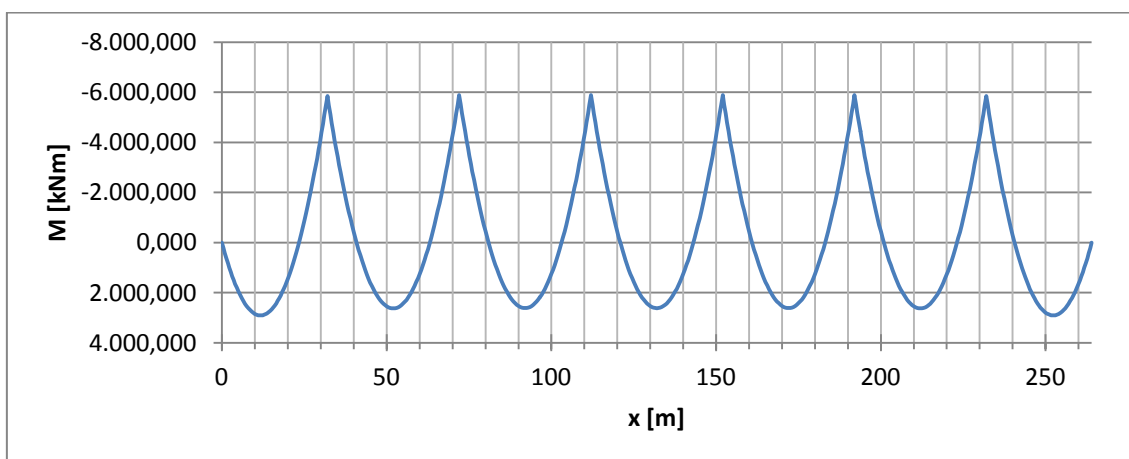


Figura 3.5-7 - Diagrama de momento fletor devido às restantes cargas permanentes

O diagrama de esforço transversal originado pelas restantes cargas permanentes apresenta-se em seguida.

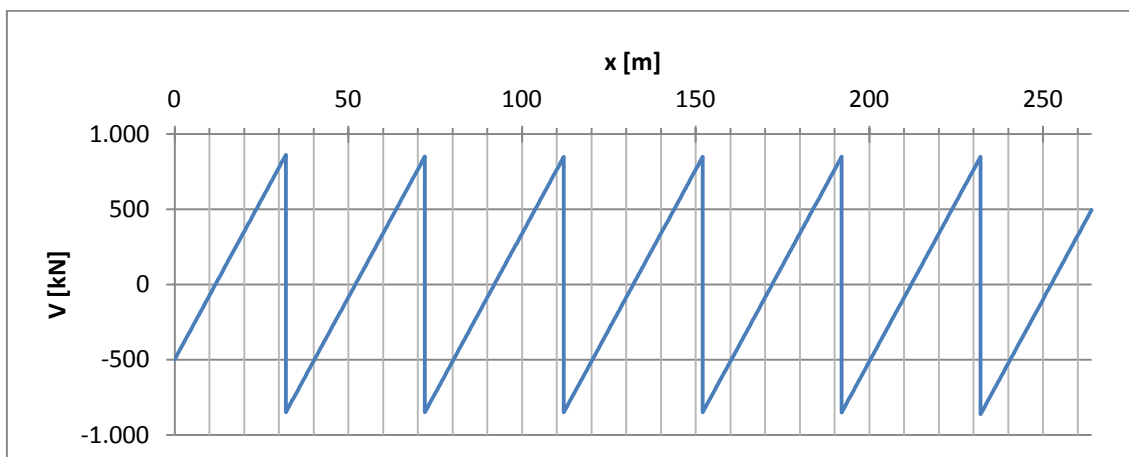


Figura 3.5-8 - Diagrama de esforço transversal devido às restantes cargas permanentes

Esforços devido ao veículo tipo

A ação do veículo tipo não é condicionante para o dimensionamento longitudinal, pelo que não se apresentam os seus esforços.

Esforços devido às sobrecargas

Tal com as restantes cargas permanentes, considera-se que as sobrecargas apenas atuam sobre a estrutura após todas as fases concluídas, isto é, na fase única. Para esta ação é considerada a sobrecarga uniforme e a sobrecarga linear. Em seguida, apresenta-se o diagrama de momento fletor (máximo e mínimo) obtido para os carregamentos indicados.

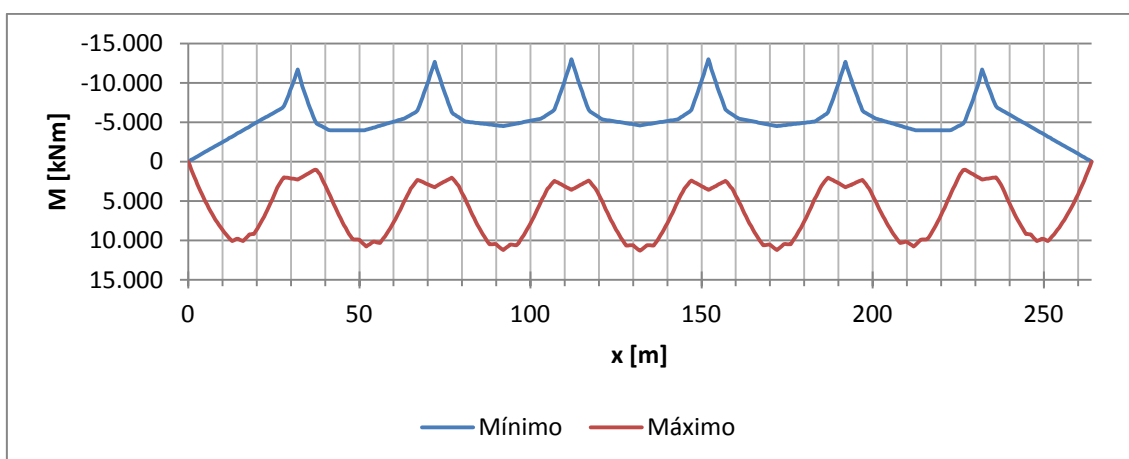


Figura 3.5-9 - Diagrama de momento fletor devido às sobrecargas

Em seguida apresenta-se o diagrama de esforço transversal correspondente às ações das sobrecargas.

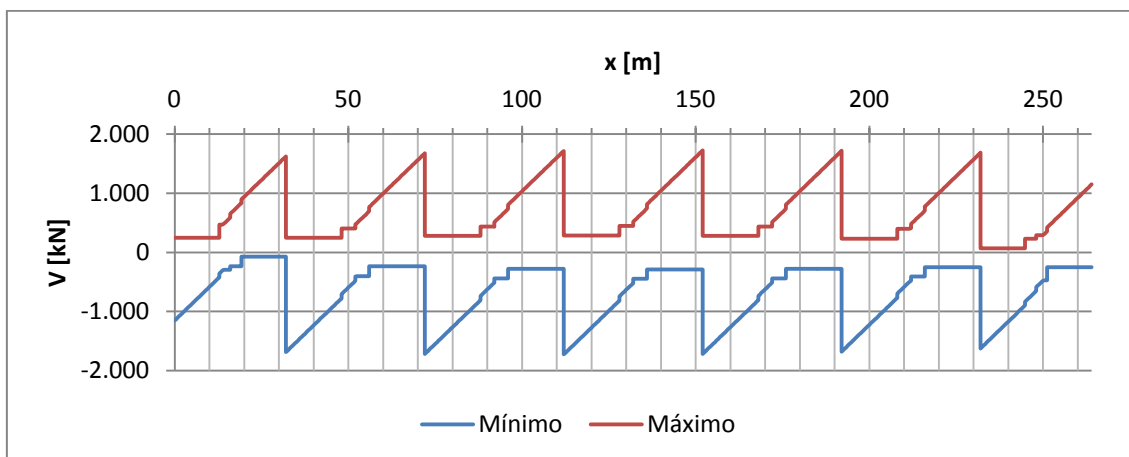


Figura 3.5-10 - Diagrama de esforço transversal devido às sobrecargas

A sobrecarga é a ação variável condicionante no dimensionamento longitudinal devido aos elevados esforços que a mesma gera.

Esforços devido à variação diferencial de temperatura

Da mesma forma que as anteriores ações, a variação diferencial de temperatura apenas se considera para a fase única. Para esta análise foi considerada a envolvente gerada pelo gradiente positivo e negativo de temperatura. Graças aos dois gradientes considerados, originam-se esforços distintos e, conseqüentemente valores máximos e mínimos para toda a secção do tabuleiro.

Em seguida, apresenta-se o diagrama de momento fletor gerado por ambas as envolturas da variação diferencial de temperatura.

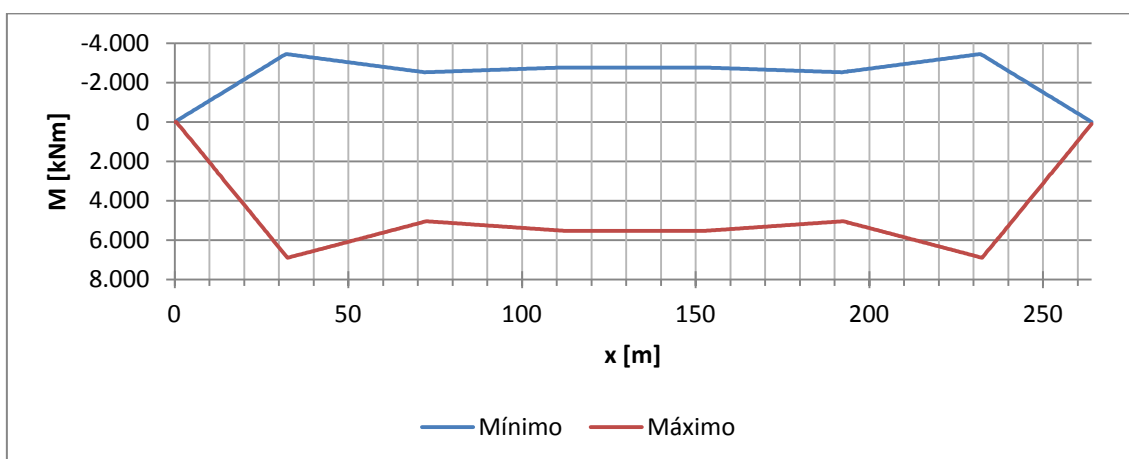


Figura 3.5-11 - Diagrama de momento fletor devido à variação diferencial de temperatura

Em seguida, pode ser observado o diagrama de esforço transversal gerado pelas variações diferenciais de temperatura.

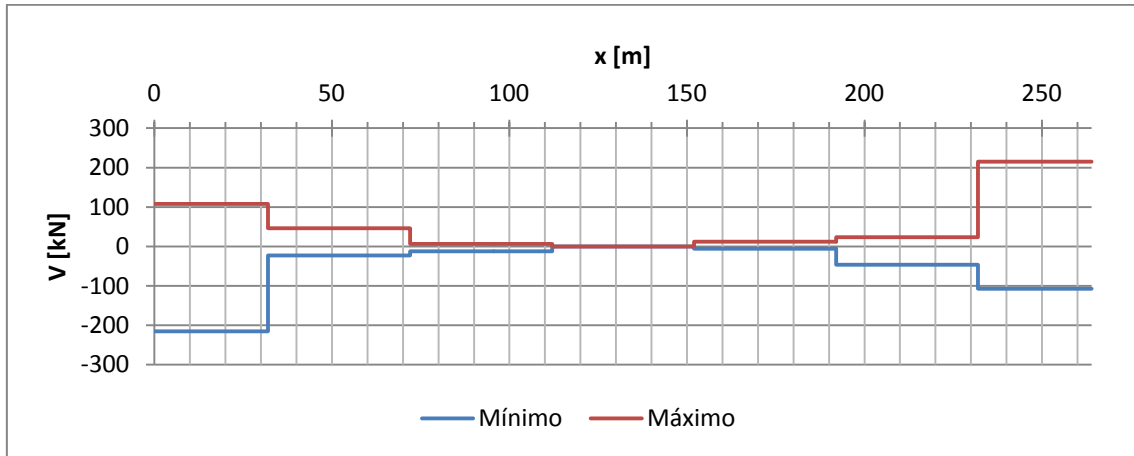


Figura 3.5-12 - Diagrama de esforço transversal devido à variação diferencial de temperatura

Esforços devido à variação uniforme de temperatura

A variação uniforme de temperatura produz esforços relativamente pequenos, mas deslocamentos importantes, devendo ser considerada para o alongamento e encurtamento do tabuleiro.

3.5.3. Estados limites de utilização

A verificação dos estados limites de utilização foi feita de acordo com o artigo 65º do REBAP. Segundo o regulamento, devem ser considerados os estados limites de fendilhação, que compreendem o estado limite de descompressão e o de largura de fendas, e de deformação.

Estado limite de descompressão

A verificação do estado limite de descompressão foi feita de acordo com o artigo 69º do REBAP. Segundo este artigo, a segurança em relação ao estado limite de descompressão considera-se satisfeita se não existirem, nas secções do elemento, trações ao nível da fibra extrema que ficaria mais tracionada (ou menos comprimida) por efeito dos esforços atuantes, com exclusão do pré-esforço. Em rigor, podem até surgir trações desde que muito pequenas, mais concretamente inferiores a f_{ctm} . Para este cálculo, foi utilizada a combinação quase-permanente de ações.

A tensão num ponto genérico é obtida com recurso à expressão apresentada em seguida.

$$\sigma = \pm \frac{M_{E,qp}}{I_c} \times v - \frac{P}{A_c}$$

Onde:

$M_{E,qp}$ - Momento fletor obtido com a combinação quase-permanente;

I_c - Momento de inércia da secção transversal;

v - Distância do centro de gravidade à fibra extrema;

P - Força de pré-esforço;

A_c - Área da secção transversal.

Na expressão anterior, para cada parcela, sinais negativos representam uma contribuição com compressão na secção e sinais positivos com tração.

As secções condicionantes encontram-se a meio vão e nas secções dos pilares, para as quais se pode escrever a anterior expressão para cada um dos casos.

Desta forma, a expressão que permite obter as tensões na fibra inferior, ou seja, para a verificação a meio vão apresenta-se em seguida, sendo v_i a distância entre o centro de gravidade e a extremidade inferior da secção.

$$\sigma_i = \pm \frac{M_{E,qp}}{I_c} \times v_i - \frac{P}{A_c}$$

A expressão que permite obter as tensões na fibra superior, ou seja, para a verificação na secção de apoio, é a apresentada em seguida, onde v_s é a distância entre o centro de gravidade e a extremidade superior da secção.

$$\sigma_s = \pm \frac{M_{E,qp}}{I_c} \times v_s - \frac{P}{A_c}$$

O momento utilizado foi obtido com se apresenta abaixo, segundo a combinação quase-permanente de ações.

$$M_{E,qp} = M_{PP} + M_{PE} + M_{RCP} + \psi_{2,SC} \times M_{SC} + \psi_{2,VDT} \times M_{VDT}$$

Na tabela seguinte, apresentam-se os valores das tensões calculadas para as secções críticas já referidas acima, para a verificação do estado limite de descompressão a curto prazo.

Quadro 3.5-1 - Tensões nas fibras extremas a curto prazo (descompressão)

Secção [m]	$M_{E,qp}$ [KNm]	P_0 [KN]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	f_{ctm} [MPa]
Apoio	0	0,000	17276,396	-	-2,439
Vão	12	-5496,487	18646,799	-5,325	-
Apoio	32	-9504,778	18748,357	-	-0,812
Vão	52	4185,979	18646,799	-0,582	-
Apoio	72	-9350,030	18748,357	-	-0,842
Vão	92	4068,584	18646,799	-0,640	-
Apoio	112	-9571,994	18748,357	-	-0,799
Vão	132	4301,823	18646,799	-0,525	-
Apoio	152	-9205,025	18748,357	-	-0,870
Vão	172	3747,036	18646,799	-0,797	-
Apoio	192	-10360,763	18748,357	-	-0,647
Vão	212	5467,677	18646,799	0,046	-
Apoio	232	-5930,621	18748,357	-	-1,502
Vão	252	-7144,396	20835,144	-6,441	-
Apoio	264	0,000	19322,700	-	-2,728

Como se pode observar na tabela anterior, a segurança em relação ao estado limite de descompressão encontra-se garantida, visto que, nas seções críticas, as tensões instaladas são sempre inferiores a f_{ctm} .

A longo prazo, como seria expectável, as tensões sobem ligeiramente, perdendo-se alguma compressão nas secções, mas, ainda assim, continuam a ser inferiores a f_{ctm} , pelo que a segurança em relação ao estado limite de descompressão continua a estar satisfeita.

Na tabela seguinte, apresentam-se os valores das tensões calculadas para as secções críticas da estrutura a longo prazo.

Quadro 3.5-2 - Tensões nas fibras extremas a longo prazo (descompressão)

Secção [m]		$M_{E,qp}$ [KNm]	P_{∞} [KN]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	f_{ctm} [MPa]
Apoio	0	0,000	15673,896	-	-2,213	3,2
Vão	12	-2631,000	16920,248	-3,678	-	
Apoio	32	-10151,176	16879,904	-	-0,424	
Vão	52	5790,331	16920,248	0,448	-	
Apoio	72	-12770,140	16879,904	-	0,082	
Vão	92	4676,699	16920,248	-0,098	-	
Apoio	112	-12204,260	16879,904	-	-0,028	
Vão	132	5164,868	16920,248	0,141	-	
Apoio	152	-12117,008	16879,904	-	-0,044	
Vão	172	4600,504	16920,248	-0,135	-	
Apoio	192	-13009,721	16879,904	-	0,128	
Vão	212	6098,927	16920,248	0,599	-	
Apoio	232	-9294,408	16879,904	-	-0,589	
Vão	252	-4762,019	18856,272	-4,995	-	
Apoio	264	0,000	17526,210	-	-2,474	

Seria ideal que, após perdas totais, toda a secção continuasse comprimida. Tal não acontece, pois surgem trações em algumas das secções críticas. Visto que essas trações são muito pequenas e inferiores a f_{ctm} , pode considerar-se garantida segurança em relação ao estado limite de descompressão a curto e longo prazo.

Estado limite de largura de fendas

A verificação do estado limite de largura de fendas foi feita de acordo com o artigo 70º do REBAP. A norma prevê uma verificação similar à anteriormente efetuada para o estado limite de descompressão, mas, neste caso, com a combinação frequente de ações em lugar da combinação quase permanente de ações, mais uma vez com a sobrecarga como ação variável base.

Uma vez mais, a segurança em relação ao estado limite de largura de fendas encontra-se satisfeita se as tensões instaladas nas fibras extremas da secção do tabuleiro forem inferiores a f_{ctm} ao longo de toda a estrutura. Como realizado para o estado limite de descompressão, apenas foram analisadas as secções críticas, que consistem nas secções de meio vão e de apoio.

Na tabela seguinte, apresentam-se os resultados obtidos para o cálculo correspondente ao início de exploração, ou seja, a curto prazo.

Quadro 3.5-3 - Tensões nas fibras extremas a curto prazo (largura de fendas)

Secção [m]		$M_{E,freq}$ [KNm]	P_0 [KN]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	f_{ctm} [MPa]
Apoio	0	0,000	17276,396	-	-2,439	3,2
Vão	12	-3552,723	18646,799	-4,373	-	
Apoio	32	-11842,823	18748,357	-	-0,361	
Vão	52	6336,437	18646,799	0,471	-	
Apoio	72	-11885,878	18748,357	-	-0,353	
Vão	92	6311,691	18646,799	0,459	-	
Apoio	112	-12168,900	18748,357	-	-0,298	
Vão	132	6564,788	18646,799	0,583	-	
Apoio	152	-11801,931	18748,357	-	-0,369	
Vão	172	5990,143	18646,799	0,302	-	
Apoio	192	-12896,610	18748,357	-	-0,158	
Vão	212	7618,135	18646,799	1,099	-	
Apoio	232	-8268,665	18748,357	-	-1,051	
Vão	252	-5200,632	20835,144	-5,489	-	
Apoio	264	0,000	19322,700	-	-2,728	

Os valores correspondentes ao longo prazo apresentam-se na tabela seguinte.

Quadro 3.5-4 - Tensões nas fibras extremas a longo prazo (largura de fendas)

Secção [m]		$M_{E,freq}$ [KNm]	P_∞ [KN]	σ_i [MPa]	σ_s [MPa]	f_{ctm} [MPa]
Apoio	0	0,000	15673,896	-	-2,213	3,2
Vão	12	-687,236	16920,248	-2,725	-	
Apoio	32	-12489,221	16879,904	-	0,027	
Vão	52	7940,789	16920,248	1,501	-	
Apoio	72	-15305,988	16879,904	-	0,571	
Vão	92	6919,806	16920,248	1,001	-	
Apoio	112	-14801,166	16879,904	-	0,474	
Vão	132	7427,833	16920,248	1,250	-	
Apoio	152	-14713,914	16879,904	-	0,457	
Vão	172	6843,610	16920,248	0,964	-	
Apoio	192	-15545,569	16879,904	-	0,617	
Vão	212	8249,384	16920,248	1,652	-	
Apoio	232	-11632,453	16879,904	-	-0,138	
Vão	252	-2818,255	18856,272	-4,043	-	
Apoio	264	0,000	17526,210	-	-2,474	

Como se pôde observar nas anteriores tabelas, todos os valores de tensão nos pontos críticos são inferiores a f_{ctm} , pelo que a segurança em relação ao estado limite de largura de fendas se encontra garantida.

Estado limite de deformação

A verificação do estado limite de deformação foi feita de acordo com o artigo 72º do REBAP. Segundo este artigo, a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação poderá limitar-se à consideração de um estado limite definido por uma flecha igual a 1/400 do vão para combinações frequentes de ações.

As deformações foram calculadas considerando a contribuição das ações: peso próprio ($\delta_{V,PP}$), pré-esforço ($\delta_{V,PE}$), restantes cargas permanentes ($\delta_{V,RCP}$), sobrecargas ($\delta_{V,SC}$) e variação diferencial de temperatura ($\delta_{V,VDT}$), combinadas como se apresenta em seguida.

$$\delta_{V,m\acute{a}x} = [\delta_{V,PP} + \delta_{V,PE} + \delta_{V,RCP}] \times [1 + \varphi(t, t_0)] + \psi_{1,SC} \times \delta_{V,SC} + \psi_{2,VDT} \times \delta_{V,VDT}$$

Na tabela seguinte apresentam-se os resultados obtidos para os cálculos anteriormente mencionados.

Quadro 3.5-5 – Deslocamentos verticais máximos e admissíveis

Secção [m]		$\delta_{V,m\acute{a}x}$ [mm]	$\delta_{V,adm}$ [mm]
1	12,000	8,647	80,000
2	52,000	18,465	100,000
3	92,000	15,271	100,000
4	132,000	15,458	100,000
5	172,000	12,744	100,000
6	212,000	15,175	100,000
7	252,000	9,418	80,000

Como se pode observar na tabela anterior, os deslocamento ocorridos são sempre inferiores aos deslocamentos admissíveis, pelo que se encontra verificada a segurança em relação ao estado limite de deformação.

3.5.4. Estados limites últimos

Na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos foi considerada a combinação fundamental de ações. Foram consideradas para este cálculo as cargas permanentes, que compreendem a ação do peso próprio, pré-esforço e restante carga permanente, e a sobrecarga. Foi considerada a ação da sobrecarga em vez da ação do veículo tipo pela primeira produzir efeitos mais desfavoráveis face à segunda. Visto estar-se perante uma análise em relação a estados limites últimos não foram considerados os efeitos provocados pela variação de temperatura.

Estado limite último de flexão

Para a verificação do estado limite último de flexão foram estudadas as secções críticas da estrutura que, uma vez mais, consistem nas secções de meio vão e apoio.

Momento fletor atuante

No cálculo do momento fletor atuante apenas é contabilizada a parcela hiperstática do pré-esforço pois a parcela isostática considera-se na parte dos momentos resistentes.

O cálculo é levado a cabo com base na expressão apresentada seguidamente.

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{PP} + \gamma_P \times M_{PE, Hip} + \gamma_G \times M_{RCP} + \gamma_Q \times M_{SC}$$

Aplicando a anterior expressão às secções mais desfavoráveis obtém-se:

- Para a secção de vão:

$$M_{Ed} = 1,35 \times 12677,975 + 1,20 \times 13413,677 + 1,50 \times 2628,243 + 1,50 \times 10752,288$$

$$M_{Ed} = 53282,474 kNm$$

- Para a secção de apoio:

$$M_{Ed} = 1,35 \times (-23425,059) + 1,00 \times 10202,069 + 1,50 \times (-5891,984) + 1,50 \times (-12679,240)$$

$$M_{Ed} = -49278,597 kNm$$

Momento fletor resistente

Na determinação das armaduras ordinárias de flexão optou-se pela armadura mínima requerida.

Esta armadura obtém-se através da expressão apresentada em seguida.

$$A_{s, \min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b_t \times d$$

Onde:

b_t - Largura da alma;

d - Altura útil das armaduras ordinárias.

Assim sendo, as armaduras ordinárias de flexão são:

- Para a secção de vão:
 - Armadura mínima:
$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 0,60 \times 2,448 \times 10^4 = 24,44 \text{ cm}^2$$
 - Armadura adotada:
$$A_s = 6\phi 25 (29,45 \text{ cm}^2)$$
- Para a secção de apoio:
 - Armadura mínima:
$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1,20 \times 2,448 \times 10^4 = 48,88 \text{ cm}^2$$
 - Armadura adotada:
$$A_s = 10\phi 25 (49,09 \text{ cm}^2)$$

Através da equação de equilíbrio que relaciona as forças de compressão no betão com as forças de tração nas armaduras é possível determinar a posição da linha neutra.

$$F_c = F_s + F_p$$

A força de compressão no betão é dada por:

$$F_c = f_{cd} \times b \times y$$

As forças nas armaduras e a posição da linha neutra foram determinadas como se apresenta em seguida:

- Para a secção de vão:
 - Forças:
$$F_s = f_{syd} \times A_s = 434,8 \times 2 \times 29,45 \times 10^{-1} = 2560,870 \text{ kN}$$
$$F_p = f_{pyd} \times A_p = 1400 \times 162 \times 10^{-1} = 22680,000 \text{ kN}$$
 - Posição da linha neutra:
$$F_c = F_s + F_p \Leftrightarrow f_{cd} \times b \times y = F_s + F_p \Leftrightarrow$$
$$\Leftrightarrow 23,3 \times 10^3 \times 14,2 \times y = 2560,870 + 22680,000 \Leftrightarrow y = 0,076 \text{ m}$$
$$x = \frac{y}{0,8} = \frac{0,076}{0,8} = 0,095 \text{ m} \rightarrow \text{LN no banzo.}$$

- Para a secção de apoio:

- Forças:

$$F_s = f_{syd} \times A_s = 434,8 \times 2 \times 49,09 \times 10^{-1} = 4268,696 \text{ kN}$$

$$F_p = f_{pyd} \times A_p = 1400 \times 162 \times 10^{-1} = 22680,000 \text{ kN}$$

- Posição da linha neutra:

$$F_c = F_s + F_p \Leftrightarrow f_{cd} \times b \times y = F_s + F_p \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 23,3 \times 10^3 \times 2,4 \times y = 4268,696 + 22680,000 \Leftrightarrow y = 0,481 \text{ m}$$

$$x = \frac{y}{0,8} = \frac{0,481}{0,8} = 0,601 \text{ m} \rightarrow \text{LN na alma.}$$

O anterior cálculo é válido admitindo a cedência das armaduras e, para tal, é necessário verificar se essa cedência acontece de facto. Essa verificação pode ser feita como se apresenta em seguida:

- Para a secção de vão:

- Armaduras ordinárias:

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \times \varepsilon_c = \frac{2,448 - 0,095}{0,095} \times 3,5 = 86,689\%$$

$$\varepsilon_s = 86,689\% > \varepsilon_{syd} = 2,174\% \rightarrow \text{Confirma-se a cedência.}$$

- Armaduras de pré-esforço:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \times \varepsilon_c = \frac{2,200 - 0,095}{0,095} \times 3,5 = 77,553\%$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p\infty} + \Delta\varepsilon_p = 5 + 77,553 = 82,553\%$$

$$\varepsilon_p = 82,553\% > \varepsilon_{pyd} = 7,200\% \rightarrow \text{Confirma-se a cedência.}$$

- Para a secção de apoio:

- Armaduras ordinárias:

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \times \varepsilon_c = \frac{2,448 - 0,601}{0,601} \times 3,5 = 10,756\%$$

$$\varepsilon_s = 10,756\% > \varepsilon_{syd} = 2,174\% \rightarrow \text{Confirma-se a cedência.}$$

- Armaduras de pré-esforço:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \times \varepsilon_c = \frac{2,320 - 0,601}{0,601} \times 3,5 = 10,011\%$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p\infty} + \Delta\varepsilon_p = 5 + 10,011 = 15,011\%$$

$$\varepsilon_p = 15,011\% > \varepsilon_{pyd} = 7,200\% \rightarrow \text{Confirma-se a cedência.}$$

Verificada a cedência de todas as armaduras determinadas, pode concluir-se que o anterior cálculo está correto.

Em seguida, apresenta-se o cálculo dos momentos fletores resistentes das armaduras obtidas para as secções de vão e apoio. O momento é obtido com recurso à seguinte expressão:

$$M_{Rd} = F_s \times z_s + F_p \times z_p$$

- Para a secção de vão:

$$M_{Rd} = 2560,870 \times 2,410 + 22680,000 \times 2,162 = 55205,856 \text{ kNm}$$
- Para a secção de apoio:

$$M_{Rd} = 4268,696 \times 2,208 + 22680,000 \times 2,080 = 56586,206 \text{ kNm}$$

Verificação da segurança

A segurança encontra-se garantida sempre que os esforços resistentes sejam superiores aos esforços atuantes. Apresentam-se, em seguida, as respetivas verificações:

- Para a secção de vão:

$$M_{Ed} = 53282,474 \text{ kNm} < M_{Rd} = 55205,856 \text{ kNm} \rightarrow \text{Verificada a segurança.}$$
- Para a secção de apoio:

$$M_{Ed} = |-49278,597| \text{ kNm} < M_{Rd} = 56586,206 \text{ kNm} \rightarrow \text{Verificada a segurança.}$$

Pode assim concluir-se que a segurança em relação ao estado limite último de flexão se encontra verificada.

Estado limite último de esforço transversal

Para a verificação do estado limite último de esforço transversal admitiram-se estribos verticais, a que corresponde $\alpha = 90^\circ$ e bielas com inclinação $\theta = 30^\circ$.

O esforço atuante considerado foi calculado a uma distância igual à altura útil medida desde o apoio.

Esforço transversal atuante

O cálculo é levado a cabo com base na expressão apresentada seguidamente.

$$V_{Ed} = \gamma_G \times V_{PP} + \gamma_P \times V_{PE} + \gamma_G \times V_{RCP} + \gamma_Q \times V_{SC}$$

Aplicando a anterior expressão à secção mais desfavorável obtém-se:

$$V_{Ed} = 1,35 \times (-3274,753) + 1,00 \times 1804,584 + 1,50 \times (-756,590) + 1,50 \times (-1551,760)$$

$$V_{Ed} = -6078,859 \text{ kN}$$

Esforço transverso resistente

A armadura mínima requerida para a secção em questão calcula-se com recurso à expressão apresentada abaixo.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_{w,nom} \times \text{sen}\alpha$$

A espessura nominal $b_{w,nom}$, pode ser calculada da seguinte forma:

$$b_{w,nom} \begin{cases} b_w; \phi_b \leq \frac{b_w}{8} \\ b_w - 0,5 \times \sum \phi_b; \phi_b > \frac{b_w}{8} \end{cases}$$

Onde:

b_w - Espessura das almas;

ϕ_b - Diâmetro da bainha.

Seguidamente, apresenta-se o cálculo das armaduras de esforço transverso.

- Armadura mínima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,08\sqrt{35}}{500} \times 2,4 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 22,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Armadura calculada para as ações atuantes:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{syd} \times \cot \theta} = \frac{|-6078,859|}{2,207 \times 434,8 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 36,58 \text{ cm}^2 / \text{m}$$
$$z = 0,9 \times d_s = 0,9 \times 2,452 = 2,207 \text{ m}$$

Visto a armadura calculada para resistir às ações atuantes ser superior à armadura mínima, deve ser adotada a armadura de maior ordem de grandeza.

A armadura obtida corresponde ao total de armadura para a secção inteira, que compreende as duas almas. Foram admitidos dois ramos por alma, o que totaliza quatro ramos para toda a secção. Assim sendo, a armadura necessária por ramo é a seguinte:

- Armadura requerida:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{ramo}} = \frac{36,58}{4} = 9,14 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$$

- Armadura adotada:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo} = \phi 16 / 0,20 (10,05 cm^2 / m / ramo)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 10,05 \times 4 = 40,20 cm^2 / m \text{ (vão)}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 10,05 \times 8 = 80,40 cm^2 / m \text{ (apoio)}$$

É necessário verificar que não ocorrerá cedência quer da parte dos estribos quer da parte das bielas de betão. Em seguida, calcula-se o esforço transversal resistente associado aos estribos e às bielas de betão:

- Esforço transversal resistente dos estribos:

$$V_{Rd,s} = f_{syd} \times \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times z \times [(\cot \theta + \cot \alpha) \times \text{sen} \alpha]$$

$$V_{Rd,s} = 434,8 \times 40,20 \times 2,207 \times [(\cot(30) + \cot(90)) \times \text{sen}(90)]$$

$$V_{Rd,s} = 6680,698 kN$$

- Esforço transversal resistente das bielas de betão:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \times v \times f_{cd} \times b_{w,nom} \times z}{\cot \theta + \text{tg} \theta}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \times 0,516 \times 35 \times 10^3 \times 2,4 \times 2,207}{\cot(30) + \text{tg}(30)}$$

$$V_{Rd,max} = 27612,221 kN$$

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

O esforço transversal resistente a considerar é o menor de entre $V_{Rd,s}$ e $V_{Rd,max}$, ou seja, $V_{Rd} = 6680,698 kN$.

Verificação da segurança

Uma vez mais, para que a segurança se encontre garantida os esforços resistentes têm que ser superiores aos esforços atuantes. Apresenta-se em seguida a respetiva verificação:

$$V_{Ed} = |-6078,859| kN < V_{Rd} = 6680,698 kN \rightarrow \text{Verificada a segurança.}$$

Pode assim concluir-se que a segurança em relação ao estado limite último de esforço transversal se encontra verificada.

3.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

Para o dimensionamento transversal foi feita a modelação de um tramo tipo em SAP2000 com recurso a elementos finitos, como já mencionado em 2.4.2. Para o efeito, foram estudadas separadamente as várias partes da secção transversal, nomeadamente a consola exterior, a laje intermédia (entre almas) e, por último, a carlinga.

Nos cálculos que se apresentam em seguida foi utilizada a combinação fundamental de ações.

A sobrecarga concentrada no passeio é sempre mais desfavorável face à sobrecarga uniforme, pelo que apenas é considerada a primeira para os cálculos.

3.6.1. Consola

As ações a considerar para a verificação dos estados limites últimos na consola são o peso próprio, a restante carga permanente, o veículo tipo (junto ao passeio) e a sobrecarga no passeio (concentrada).

Apresentam-se no quadro seguinte os esforços retirados do modelo computacional na secção de encastramento, que para o efeito é a mais desfavorável.

Quadro 3.6-1 - Esforços retirados do modelo de elementos finitos (consola)

Ação	Momento [kNm/m]	Esf. Transverso [kN/m]
PP	-26,353	19,379
RCP	-24,859	12,366
VT junto ao passeio	-87,129	57,508
SC concentrada no passeio	-11,034	3,140

Apenas se apresentam os valores para o veículo tipo junto ao passeio pois é esta a situação mais desfavorável para o efeito.

Estado limite último de flexão

Em seguida apresentam-se os cálculos para a verificação do estado limite último de flexão na consola.

Momento fletor atuante

Segundo a combinação fundamental de ações, o momento fletor de dimensionamento é dado pela expressão seguinte:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{PP} + \gamma_G \times M_{RCP} + \gamma_Q \left[M_{VT} + \psi_{0,SC} \times M_{SC,passeio} \right]$$
$$M_{Ed} = 1,35 \times (-26,353) + 1,5 \times (-24,859) + 1,5 \left[(-87,129) + 0,6 \times (-11,034) \right]$$
$$M_{Ed} = -213,489 \text{ kNm} / m$$

Momento fletor resistente

A armadura mínima requerida para a secção é a seguinte:

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b_i \times d$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1,0 \times 0,302 \times 10^4 = 5,24 \text{ cm}^2 / m$$

As armaduras necessárias para resistir ao carregamento podem ser obtidas da seguinte forma:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{|-213,489|}{1,0 \times 0,302^2 \times 23,3 \times 10^3} = 0,1003$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1003} = 0,1059$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,1059 \times 1,0 \times 0,302 \times \left(\frac{35}{434,8} \right) = 17,17 \text{ cm}^2 / m$$

De acordo com os cálculos anteriores, adotou-se a seguinte armadura:

$$A_s = \phi 16 / 10,10 (20,11 \text{ cm}^2 / m)$$

O momento resistente da armadura adotada calcula-se da seguinte forma:

$$M_{Rd} = F_s \times z = 874,348 \times 0,272 = 237,648 \text{ kNm} / m$$

Onde:

$$F_s = A_s \times f_{syd} = 20,11 \times 434,8 \times 10^{-1} = 874,348 \text{ kN} / m$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,302 = 0,272 \text{ m}$$

Verificação da segurança

A segurança encontra-se garantida sempre que os esforços resistentes sejam superiores aos esforços atuantes. Apresenta-se em seguida a respetiva verificação:

$$M_{Ed} = |-213,489| \text{ kNm} / m < M_{Rd} = 237,648 \text{ kNm} / m \rightarrow \text{Verificada a segurança.}$$

Pode assim concluir-se que a segurança em relação ao estado limite último de flexão se encontra verificada para a consola.

Estado limite último de esforço transversal

Apresenta-se agora a verificação em relação ao estado limite último de esforço transversal na consola.

Esforço transversal atuante

O esforço transversal de dimensionamento na secção de encastramento da consola, segundo a combinação fundamental de ações, é dado pela expressão seguinte.

$$\begin{aligned}V_{Ed} &= \gamma_G \times V_{PP} + \gamma_G \times V_{RCP} + \gamma_Q \left[V_{VT} + \psi_{0,SC} \times V_{SC, passeio} \right] \\V_{Ed} &= 1,35 \times 19,379 + 1,5 \times 12,366 + 1,5 \left[57,508 + 0,6 \times 3,140 \right] \\V_{Ed} &= 133,799 \text{ kN} / \text{m}\end{aligned}$$

Verificação da dispensa de armadura transversal

De acordo com o EC2, a armadura transversal pode ser dispensada de acordo com a cláusula 6.2.2 (1) como se apresenta em seguida.

$$\begin{aligned}V_{Rd, \min} &= 0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{3/2} \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d \\V_{Rd, \min} &= 0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{302}} \right)^{3/2} \times \sqrt{35} \times 1 \times 302 \\V_{Rd, \min} &= 152,753 \text{ kN} / \text{m}\end{aligned}$$

Visto o valor de $V_{Rd, \min}$ ser inferior ao esforço atuante, a armadura transversal pode ser dispensada.

3.6.2. Laje intermédia

As ações a considerar para a verificação dos estados limites últimos na laje intermédia são o peso próprio, a restante carga permanente e o veículo tipo.

Quadro 3.6-2 - Esforços retirados do modelo de elementos finitos (laje intermédia)

Ação	Momento [kNm/m]	Esf. Transverso [kN/m]
PP	32,802	31,613
RCP	-1,585	8,085
VT roda centrada	84,970	69,384

Apresentam-se, no quadro anterior, os esforços retirados do modelo computacional na secção mais desfavorável para o efeito. No caso do momento fletor, o ponto intermédio da laje é o mais desfavorável. Já no caso do esforço transverso é a extremidade junto às almas.

Apenas se apresentam os valores para o veículo tipo com uma roda centrada, pois é esta a situação mais desfavorável para o efeito.

Não foi considerada sobrecarga nos passeios, pois a mesma é de carácter variável e provoca um efeito favorável (o seu coeficiente de majoração seria nulo caso tivesse sido tida em conta).

Estado limite último de flexão

Em seguida apresentam-se os cálculos para a verificação do estado limite último de flexão na laje intermédia.

Momento fletor atuante

Segundo a combinação fundamental de ações, o momento fletor de dimensionamento é dado pela expressão seguinte.

$$\begin{aligned}M_{Ed} &= \gamma_G \times M_{PP} + \gamma_G \times M_{RCP} + \gamma_Q \times M_{VT} \\M_{Ed} &= 1,35 \times 32,802 + 1,0 \times (-1,585) + 1,5 \times 84,970 \\M_{Ed} &= 170,153 \text{ kNm} / m\end{aligned}$$

Momento fletor resistente

A armadura mínima requerida para a secção é a seguinte:

$$\begin{aligned}A_{s,\min} &= 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b_t \times d \\A_{s,\min} &= 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1,0 \times 0,262 \times 10^4 = 4,54 \text{ cm}^2 / m\end{aligned}$$

As armaduras necessárias para resistir ao carregamento podem ser obtidas como se apresenta em seguida:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{170,153}{1,0 \times 0,262^2 \times 23,3 \times 10^3} = 0,1062$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1062} = 0,1126$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,1126 \times 1,0 \times 0,262 \times \left(\frac{23,3}{434,8} \right) = 15,83 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

De acordo com os cálculos anteriores adotou-se a seguinte armadura:

$$A_s = \phi 16 / 0,10 (20,11 \text{ cm}^2 / \text{ m})$$

O momento resistente da armadura adotada calcula-se da seguinte forma:

$$M_{Rd} = F_s \times z = 874,348 \times 0,236 = 206,171 \text{ kNm} / \text{ m}$$

Onde:

$$F_s = A_s \times f_{syd} = 20,11 \times 434,8 \times 10^{-1} = 874,348 \text{ kN} / \text{ m}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,262 = 0,236 \text{ m}$$

Verificação da segurança

A segurança encontra-se garantida sempre que os esforços resistentes sejam superiores aos esforços atuantes. Apresenta-se em seguida a respetiva verificação:

$$M_{Ed} = 170,153 \text{ kNm} / \text{ m} < M_{Rd} = 206,171 \text{ kNm} / \text{ m} \rightarrow \text{Verificada a segurança.}$$

Pode assim concluir-se que a segurança em relação ao estado limite último de flexão se encontra verificada.

Estado limite último de esforço transversal

Apresenta-se agora a verificação em relação ao estado limite último de esforço transversal na laje intermédia.

Esforço transversal atuante

O esforço transversal de dimensionamento na secção de encastramento da consola, segundo a combinação fundamental de ações, é dado pela expressão seguinte.

$$V_{Ed} = \gamma_G \times V_{PP} + \gamma_G \times V_{RCP} + \gamma_Q \times V_{VT}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \times 31,613 + 1,5 \times 8,085 + 1,5 \times 69,384$$

$$V_{Ed} = 154,839 \text{ kN} / \text{ m}$$

Verificação da dispensa de armadura transversal

De acordo com o EC2, a armadura transversal pode ser dispensada de acordo com a cláusula 6.2.2 (1) como se apresenta em seguida.

$$V_{Rd,min} = 0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)^{3/2} \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd,min} = 0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{262}}\right)^{3/2} \times \sqrt{35} \times 1 \times 262$$

$$V_{Rd,min} = 139,141 \text{ kN / m}$$

O valor de $V_{Rd,min}$ é ainda inferior ao esforço atuante, pelo que deve ser calculado o valor de $V_{Rd,c}$.

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \times \left(100 \times \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \times f_{ck}\right)^{1/3} \times b_w \times d$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{262}}\right) \times \left(100 \times \frac{20,11}{100 \times 26,2} \times 35\right)^{1/3} \times 1 \times 262$$

$$V_{Rd,c} = 176,432 \text{ kN / m}$$

Após calculado $V_{Rd,c}$ e visto o seu valor ser superior ao esforço atuante conclui-se que a armadura transversal pode ser dispensada.

3.6.3. Carlinga

Existe uma carlinga sobre cada alinhamento de apoio, quer seja em zona de pilares ou encontros. A carlinga é responsável por absorver os esforços que surgem para o interior da secção em π , devidos ao espessamento das almas nas zonas de apoio. A secção da carlinga é retangular, tendo 1,20 metros de altura e 0,60 metros de largura.

Os esforços gerados são pequenos, pelo que apenas se adotaram armaduras mínimas para o elemento.

Armadura longitudinal

A armadura longitudinal mínima calcula-se da seguinte forma:

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b_t \times d$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 0,6 \times 1,152 \times 10^4 = 11,99 \text{ cm}^2$$

Adota-se a seguinte armadura longitudinal:

$$A_s = 20\phi 16 (40,20 \text{ cm}^2)$$

Armadura transversal

A armadura transversal mínima calcula-se da seguinte forma:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_w \times \text{sen} \alpha$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{35}}{500} \times 0,6 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 5,68 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{/\text{ramo}} = \frac{5,68}{2} = 2,84 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$$

Adota-se a seguinte armadura transversal:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{/\text{ramo}} = \phi 12 / 0,20 (5,65 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo})$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = 5,65 \times 2 = 11,30 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

3.7. PILARES E SUAS FUNDAÇÕES

Cada alinhamento de pilares é composto por duas colunas com 2,00 metros de diâmetro.

O alinhamento P1 é rotulado junto ao tabuleiro em ambas as direções. Os alinhamentos P2 a P5 estão monoliticamente ligados ao tabuleiro. O alinhamento P6 é rotulado na direção transversal e deslizante na direção longitudinal.

Cada alinhamento de pilares descarrega sobre uma sapata única, ou sobre um maciço de encabeçamento, no caso de recurso a fundações profundas. São objeto de fundações profundas os alinhamentos P2, P3 e P4.

As armaduras ordinárias utilizadas, quer em pilares quer em fundações, são em aço A500 NR. O betão empregue em pilares é C35/45 e em fundações (sapatas, maciços de encabeçamento e estacas) é C30/37.

3.7.1. Esforços atuantes

Uma vez mais, os esforços atuantes foram obtidos recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000, a partir do qual foram obtidos os valores de esforço normal, esforço transversal e momento fletor de primeira ordem. Os esforços retirados contemplam ações estáticas, como o peso próprio, pré-esforço, restantes cargas permanentes, sobrecargas longitudinais e variações de temperatura, e também ações dinâmicas como é o caso do sismo.

Ao sismo é aplicado o coeficiente de comportamento, tal como recomendado pelo REBAP, por forma a ter em conta o comportamento não linear da estrutura. Este coeficiente tem em conta a capacidade de dissipação de esforços por parte da estrutura, devida à sua ductilidade.

No caso dos momentos fletores é feita uma correção de acordo com o EC2 para ter em conta os efeitos de segunda ordem.

Efeitos de segunda ordem

Os efeitos de segunda ordem foram calculados como recomendado pelo EC2, de acordo com o método da rigidez nominal.

Apresentam-se em seguida os cálculos para o elemento condicionante, que para o efeito é o pilar P5.

Direção longitudinal ou direção X

Apresenta-se em seguida a descrição do cálculo relativo aos efeitos de segunda ordem. Os valores relativos aos esforços de primeira ordem foram obtidos tomando a

ação sísmica com ação variável base. Os cálculos apresentados dizem respeito ao pilar P5.

I. Imperfeições geométricas

De acordo com o EC2, a excentricidade na direção longitudinal pode ser obtida através da expressão apresentada em seguida.

$$e_{i,x} = \theta_x \times \frac{l_{0,x}}{2}$$

Onde:

θ_x - Inclinação que representa as imperfeições;

$l_{0,x}$ - Comprimento efetivo na direção longitudinal.

Por sua vez, a inclinação na direção longitudinal, θ_x , pode ser calculada como se apresenta:

$$\theta_x = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$$

Onde:

$$\theta_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1, \text{ ou seja, } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{24}} = 0,408 < \frac{2}{3} \Rightarrow \alpha_h = \frac{2}{3}$$

$$\alpha_m = 0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right) = 0,5 \times \left(1 + \frac{1}{1}\right) = 1,0$$

$$\theta_x = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{1}{200} \times \frac{2}{3} \times 1,0 = 0,003$$

L é o comprimento do elemento e m é o numero de elementos verticais.

O comprimento efetivo depende das condições de fronteira do elemento e pode ser obtido multiplicando o comprimento do elemento pelo correspondente coeficiente, μ , que depende das condições de fronteira.

$$l_{0,x} = \mu \times L = 1,0 \times 24,0 = 24,000m$$

Aplicando a expressão apresentada inicialmente tem-se:

$$e_{i,x} = \theta_x \times \frac{l_{0,x}}{2} = 0,003 \times \frac{24,000}{2} = 0,040m$$

II. Momentos de primeira ordem

Para obter os momentos de cálculo de primeira ordem relativos à combinação sísmica, afetados pelas imperfeições geométricas segundo a direção longitudinal, recorreu-se à seguinte expressão:

$$M_{0Ed,i,y} = M_{0Ed,yy} + N_{Ed} \times e_{i,x}$$

Onde:

$$M_{0Ed,yy} = M_{0k,y,CP} + \gamma_Q \times M_{0k,y,E}$$

$$M_{0Ed,yy} = -840,969 + 1,5 \times (-12942,622) = -20254,903kNm$$

$$N_{Ed} = N_{k,CP} + \gamma_Q \times N_{k,E}$$

$$N_{Ed} = -6467,062 + 1,5 \times (-1626,289) = -8906,495kN$$

Desta forma tem-se:

$$M_{0Ed,i,y} = M_{0Ed,yy} + N_{Ed} \times e_{i,x}$$

$$M_{0Ed,i,y} = -20254,903 - 8906,495 \times 0,040 = -20611,163kNm$$

Para obter os momentos de primeira ordem relativos à combinação quase-permanente de ações, afetados pelas imperfeições geométricas segundo a direção longitudinal, recorreu-se à seguinte expressão:

$$M_{0Eqp,i,y} = M_{0Eqp,yy} + N_{Eqp} \times e_{i,x}$$

Onde:

$$M_{0Eqp,yy} = M_{0k,y,CP} + \psi_2 \times M_{0k,y,E}$$

$$M_{0Eqp,yy} = -840,969 + 0,0 \times (-12942,622) = -840,969kNm$$

$$N_{Eqp} = N_{k,CP} + \psi_2 \times N_{k,E}$$

$$N_{Eqp} = -6467,062 + 0,0 \times (-1626,289) = -6467,062kN$$

Desta forma tem-se:

$$M_{0Eqp,i,y} = M_{0Eqp,yy} + N_{Eqp} \times e_{i,x}$$

$$M_{0Eqp,i,y} = -840,969 - 6467,062 \times 0,040 = -1099,652kNm$$

III. Verificação da dispensa dos efeitos de segunda ordem

Para que se verifique a dispensa dos efeitos de segunda ordem é necessário que a seguinte expressão seja verdadeira.

$$\lambda_x \leq \lambda_{lim,x}$$

Onde:

λ_x - Esbelteza do elemento na direção X;

$\lambda_{lim,x}$ - Esbelteza limite do elemento na direção X.

A esbelteza do elemento, λ_x , pode ser calculada, de acordo com o EC2, da seguinte forma:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}$$

Onde:

$$l_{0,x} = \mu \times L = 1,0 \times 24,0 = 24,000m$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{c,y}}{A_c}} = \sqrt{\frac{0,785}{3,142}} = 0,500m$$

Tem-se então que:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y} = \frac{24,000}{0,500} = 48,000$$

Onde $l_{0,x}$ é o comprimento efetivo do pilar e i_y é o raio de giração.

A esbelteza limite é calculada da seguinte forma:

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \times A_x \times B \times C_x}{\sqrt{n}}$$

Onde:

$$\varphi_{ef,x} = \varphi(\infty, t_0) \times \frac{M_{0Eqp,i,y}}{M_{0Ed,i,y}} = 2,243 \times \frac{|-1099,652|}{|-20611,163|} = 0,120$$

$$A_x = \frac{1}{1 + 0,2 \times \varphi_{ef,x}} = \frac{1}{1 + 0,2 \times 0,120} = 0,977$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{syd}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{0,063 \times 434,8}{3,142 \times 23,3} = 0,373$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \times \omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0,373} = 1,321$$

$$C_x = 1,7 - r_m = 1,7 - 1 = 0,700$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{|-8906,495|}{3,142 \times 23,3} = 0,122$$

Tem-se assim que:

$$\lambda_{lim,x} = \frac{20 \times A_x \times B \times C_x}{\sqrt{n}} = \frac{20 \times 0,977 \times 1,321 \times 0,700}{\sqrt{0,122}} = 51,821$$

O coeficiente de fluência, $\varphi(\infty, t_0)$, foi calculado da mesma forma que o coeficiente de fluência anteriormente determinado para o tabuleiro, mas neste caso para os pilares.

Pode agora concluir-se que se verifica a dispensa dos efeitos de segunda ordem para o pilar P5, segundo a direção longitudinal, de acordo com o apresentado inicialmente, ou seja:

$$\lambda_x = 48,000 < \lambda_{lim,x} = 51,821$$

Na generalidade dos pilares, a dispensa dos efeitos globais de segunda ordem não se verifica, pelo que estes foram tidos em conta em todos eles.

IV. Cálculo baseado na rigidez nominal

De acordo com o método baseado na rigidez nominal que consta na norma, o momento de segunda ordem obtém-se como se apresenta em seguida:

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,i,y} \times \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right]$$

Onde:

$M_{0Ed,i,y}$ - Momento fletor de cálculo de primeira ordem relativo à combinação sísmica, afetado pelas imperfeições geométricas segundo a direção longitudinal;

β - Coeficiente que depende da distribuição dos momentos de primeira e de segunda ordem (o valor recomendado pelo EC2 $\beta = 1,0$);

$N_{B,x}$ - Carga de encurvadura baseada na rigidez nominal;

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço normal.

A carga de encurvadura baseada na rigidez nominal pode ser obtida segundo a expressão seguinte.

$$N_{B,x} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{l_{0,x}^2}$$

Nesta expressão, EI_y é a rigidez nominal segundo o eixo dos yy obtida através da seguinte expressão:

$$EI_y = K_{c,x} \times E_{cd} \times I_{c,y} + k_s \times E_s \times I_{s,y}$$

Como $\rho_s \geq 0,01$, pode admitir-se $k_s = 0$ e $K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times \varphi_{ef,x}}$.

Apresentam-se agora os cálculos obtidos de acordo com as expressões anteriores:

$$K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times \varphi_{ef,x}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times 0,120} = 0,283$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = \frac{34,0}{1,2} = 28,333 \text{ GPa}$$

$$EI_y = K_{c,x} \times E_{cd} \times I_{c,y} = 0,283 \times 28,333 \times 10^6 \times 0,785 = 6298974,608 \text{ kNm}^2$$

$$N_{B,x} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{l_{0,x}^2} = \frac{\pi^2 \times 6298974,608}{24,000^2} = 107931,228 \text{ kN}$$

O momento de segunda ordem calcula-se, como já indicado anteriormente, da seguinte forma:

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,i,y} \times \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right]$$

$$M_{Ed,y} = -20611,163 \times \left[1 + \frac{1,0}{\frac{107931,228}{|-8906,495|} - 1} \right] = -22464,974 \text{ kNm}$$

Direção transversal ou direção Y

O cálculo efetuado nesta direção foi similar ao efetuado segundo a direção X. Do respetivo cálculo, foi obtido o seguinte momento de segunda ordem para o pilar P5:

$$M_{Ed,x} = 10153,894 \text{ kNm}$$

Apresenta-se no Anexo D toda a informação a respeito dos efeitos globais de segunda ordem.

3.7.2. Verificação da segurança dos pilares

Para que a segurança seja verificada, os esforços atuantes têm sempre que ser inferiores aos esforços resistentes, como indicado no EC2.

Estado limite de flexão

Uma vez mais, apresentam-se apenas os cálculos relativos ao pilar P5, visto ser o pilar com esforços condicionantes. A combinação de ações condicionante para o caso dos pilares é a sísmica.

Para a verificação da segurança em relação ao estado limite de flexão foi utilizado um programa de cálculo, que a partir de diagrama de interação entre o esforço normal resistente e o momento resistente, permite saber, para secções circulares, se a armadura considerada é adequada.

No respetivo programa, introduzem-se as características dos materiais, como se apresenta no quadro seguinte. Os valores dizem respeito a betão da classe C35/45 e aço da classe A500 NR.

Quadro 3.7-1 - Características do materiais

Materiais	(MPa)
Betão f_{cd}	23.3
Aço f_{syd}	434.8

Em seguida, é feita a introdução das características da secção do pilar, como se apresenta no quadro seguinte.

Quadro 3.7-2 - Características da secção do pilar

Características	Exterior	Interior
Diâmetro (m)	2.00	0.00
Armadura (cm ²)	569.6	0.0
Recobrimento eixo (cm)	0.1	0.0

É ainda necessário introduzir o valor dos esforços atuantes, nomeadamente o valor do esforço normal e do momento fletor.

Visto que, segundo o RSA, a ação sísmica atua independentemente nas duas direções, deve ser considerado o valor mais desfavorável de momento fletor de entre ambas.

$$M_{Ed} = \max \{ M_{Ed,y}; M_{Ed,x} \}$$

Os valores introduzidos no programa para o pilar P5 são os apresentados no quadro seguinte.

Quadro 3.7-3 - Esforço normal e momento fletor

N (kN)	M (kNm)
-8906.5	22465.0

Depois de introduzidos os valores, o programa traça um diagrama composto por duas curvas que representam o intervalo de valores de esforços para os quais a segurança se encontra assegurada. Na figura seguinte apresenta-se o respetivo diagrama para os esforços do pilar P5.

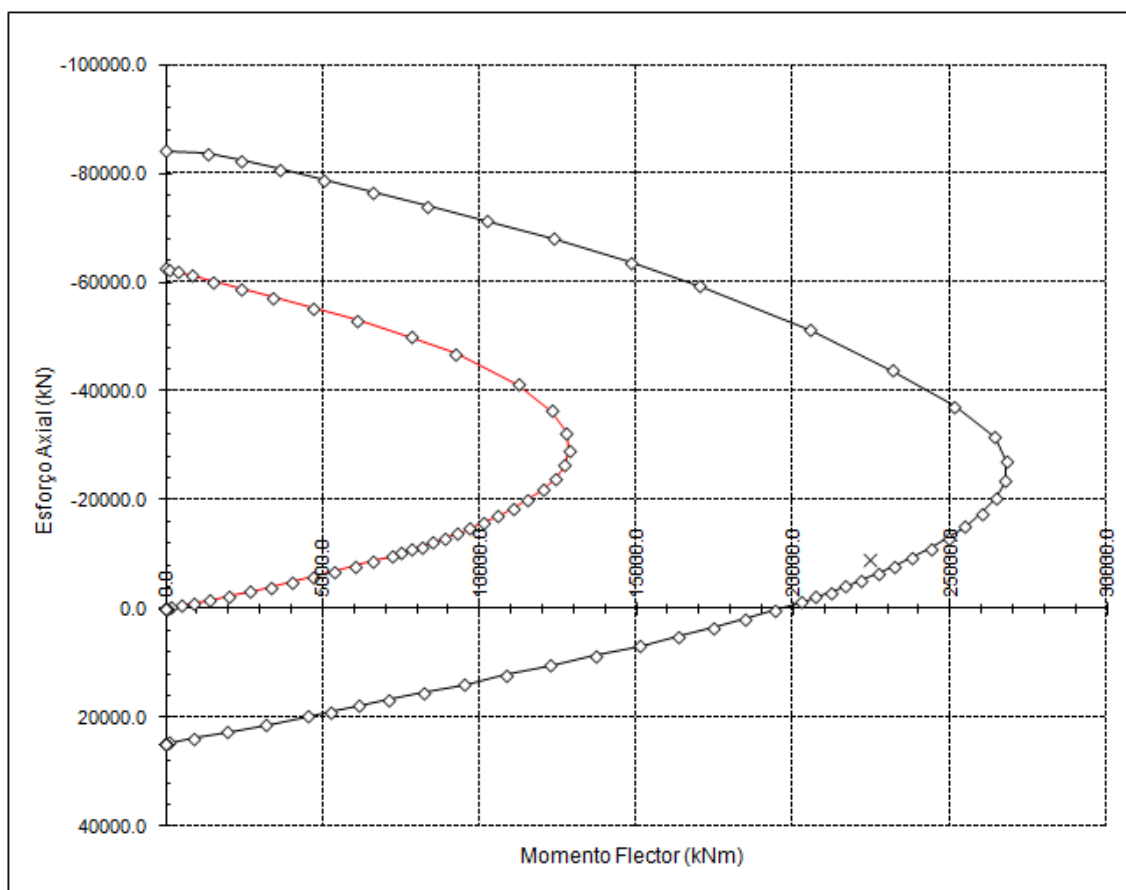


Figura 3.7-1 - Diagrama de interação $N_{Rd}; M_{Rd}$

Para a verificação anteriormente efetuada foi considerada uma armadura composta por $116\phi 25$, à qual corresponde uma área de aço $A_s = 569,560\text{cm}^2$.

A mesma armadura foi considerada para os restantes pilares, visto apresentarem menores esforços. Os esforços relativos ao dimensionamento dos pilares encontram-se no Anexo E.

Estado limite de esforço transverso

Uma vez mais, apresentam-se apenas os cálculos relativos ao pilar P5. Para a verificação do estado limite de esforço transverso, foi considerada a combinação sísmica, devido ao facto de ser condicionante.

Esforço transverso atuante

Segundo o RSA, a ação sísmica é independente em ambas as direções, razão pela qual se estuda o esforço transverso atuante em cada uma delas separadamente. Posteriormente, deve ser escolhido o maior valor de esforço transverso, que corresponde ao mais desfavorável.

$$V_{Ed,x} = V_{CP,x} + \gamma_Q \times V_{E,x} = 69,091 + 1,5 \times 1016,604 = 1593,997 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = V_{CP,y} + \gamma_Q \times V_{E,y} = 0,000 + 1,5 \times 521,597 = 782,396 \text{ kN}$$

Considera-se assim como esforço transverso atuante o maior dos dois valores acima apresentados.

Esforço transverso resistente

Para determinar o esforço transverso resistente, segundo a metodologia do EC2, foi considerada uma secção quadrada inserida na secção circular com 1,414m de lado.

A armadura mínima para esta secção é dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_w \times \text{sen} \alpha$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{35}}{500} \times 1,414 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 13,39 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura necessária para resistir às ações atuantes é dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{syd} \times \cot \theta} = \frac{1593,997}{1,231 \times 434,8 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 17,19 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$z = 0,9 \times d_s = 0,9 \times 1,368 = 1,231 \text{ m}$$

Deve, assim, adotar-se a armadura para resistir às ações atuantes. Admitindo dois ramos, tem-se:

- Armadura requerida:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{/\text{ramo}} = \frac{17,19}{2} = 8,59 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$$

- Armadura adotada:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo} = \phi 12 // 0,125 (9,05 \text{ cm}^2 / \text{ m / ramo})$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 9,05 \times 2 = 18,10 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

É necessário verificar que não ocorrerá cedência quer da parte dos estribos quer da parte das bielas de betão. Em seguida, calcula-se o esforço transversal resistente associado aos estribos e às bielas de betão:

- Esforço transversal resistente dos estribos:

$$V_{Rd,s} = f_{syd} \times \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times z \times [(\cot \theta + \cot \alpha) \times \text{sen} \alpha]$$

$$V_{Rd,s} = 434,8 \times 18,10 \times 1,231 \times [(\cot(30) + \cot(90)) \times \text{sen}(90)]$$

$$V_{Rd,s} = 1678,448 \text{ kN / m}$$

- Esforço transversal resistente das bielas de betão:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \times \nu \times f_{cd} \times b_w \times z}{\cot \theta + \text{tg} \theta}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \times 0,516 \times 35 \times 10^3 \times 1,414 \times 1,231}{\cot(30) + \text{tg}(30)}$$

$$V_{Rd,max} = 9079,011 \text{ kN / m}$$

$$\nu = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

O esforço transversal resistente a considerar é o menor de entre $V_{Rd,s}$ e $V_{Rd,max}$, ou seja, $V_{Rd} = 1678,448 \text{ kN / m}$.

Verificação da segurança

Para que a segurança se encontre garantida, os esforços resistentes têm que ser superiores aos esforços atuantes. Apresenta-se, em seguida, a respetiva verificação:

$$V_{Ed} = 1593,997 \text{ kN / m} < V_{Rd} = 1678,448 \text{ kN / m} \rightarrow \text{Verificada a segurança.}$$

Pode assim concluir-se que a segurança em relação ao estado limite último de esforço transversal se encontra verificada.

3.7.3. Verificação da segurança das fundações dos pilares

Pilares com fundações diretas

São três os alinhamentos de pilares fundados diretamente, sendo os mesmos os pilares P1, P5 e P6, aos quais correspondem as sapatas S1, S5 e S6. As sapatas, idênticas entre si, têm 2,0 metros de altura, 6,0 de largura (direção longitudinal ao tabuleiro) e 14,0 de comprimento (direção transversal ao tabuleiro). As armaduras, em aço da classe A500 NR, têm um recobrimento de 0,07 metros. O betão para as sapatas é da classe C30/37.

Verificação geotécnica

A verificação geotécnica foi feita de acordo com a metodologia do EC7 – Projeto geotécnico.

A combinação de ações em que a sobrecarga é a ação variável base é condicionante para as sapatas S1 e S6. No caso da sapata S5 a combinação sísmica é condicionante.

A combinação 2 da abordagem de cálculo tipo 1 é condicionante face à combinação 1 para a situação que contempla a sobrecarga com ação variável base. As abordagens de cálculo foram já descritas no capítulo 2.3.

Apresentam-se, em seguida, os cálculos relativos à sapata S5, obtidos com a combinação sísmica, visto ser nesta que ocorre a situação mais desfavorável.

O terreno tem 19 kN/m^3 de peso específico e 30° de ângulo de atrito interno.

O esforço normal de cálculo, na base da sapata, obtém-se da seguinte forma:

$$N_{Ed,b} = 2 \times N_{Ed,pilar} + PP_{Ed,sapata}$$
$$N_{Ed,b} = 2 \times |-8906,495| + 4200,000 = 22012,990 \text{ kN}$$

O momento fletor de cálculo, na base da sapata, segundo o eixo y, obtém-se da seguinte forma:

$$M_{Ed,b,y} = 2 \times M_{Ed,y} + 2 \times V_{Ed,x} \times h$$
$$M_{Ed,b,y} = 2 \times |-22464,974| + 2 \times 1593,997 \times 2,0 = 51305,937 \text{ kNm}$$

O momento fletor de cálculo, na base da sapata, segundo o eixo x, obtém-se da seguinte forma:

$$M_{Ed,b,x} = 2 \times M_{Ed,x} + 2 \times V_{Ed,y} \times h$$
$$M_{Ed,b,x} = 2 \times 10153,894 + 2 \times 782,396 \times 2,0 = 23437,370 \text{ kNm}$$

As excentricidades originadas pelos momentos fletores anteriores apresentam-se em seguida:

$$ex_{b,x} = ex_B = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{51305,937}{22012,990} = 2,331m$$

$$ex_{b,y} = ex_L = \frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = \frac{23437,370}{22012,990} = 1,065m$$

I. Tensão atuante

A tensão máxima ocorre segundo a direção X. A excentricidade segundo esta direção $ex_{b,x} = 2,331 > \frac{B}{6} = \frac{6,0}{6} = 1,0$, pelo que se aplica a seguinte expressão:

$$\sigma_{\max,x} = \frac{2 \times F_{Ed,v}}{3 \times L \times \left(\frac{B}{2} - ex_{b,x} \right)} = \frac{2 \times 22012,990}{3 \times 14,0 \times \left(\frac{6,0}{2} - 2,331 \right)} = 1566,198kN / m^2$$

II. Capacidade resistente

Os valores de cálculo dos parâmetros do solo são os seguintes:

$$\phi_d' = \arctg \left(\frac{tg(\phi_k')}{\gamma_{\phi'}} \right) = \arctg \left(\frac{tg(30)}{1,10} \right) = 27,693^\circ$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma} = \frac{19,0}{1,0} = 19,000kN / m^3$$

Segundo o EC7, a capacidade resistente do solo, q_{rd} , calcula-se da seguinte forma:

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma + q_0 \times N_q \times s_q \times i_q$$

Em seguida, apresentam-se os cálculos para os valores da anterior expressão.

- Fatores de capacidade resistente:

$$N_q = e^{\pi \times tg(\phi_d')} \times \left(tg \left(45 + \frac{\phi_d'}{2} \right) \right)^2 = e^{\pi \times tg(27,693)} \times \left(tg \left(45 + \frac{27,693}{2} \right) \right)^2 = 14,233$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times tg(\phi_d') = 2 \times (14,233 - 1) \times tg(27,693) = 13,891$$

- Lados efetivos:

$$B' = B - 2 \times ex_{b,x} = 6,0 - 2 \times 2,331 = 1,339m$$

$$L' = L - 2 \times ex_{b,y} = 14,0 - 2 \times 1,065 = 11,871m$$

- Fatores de geometria da sapata em planta:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{1,339}{11,871} = 0,966$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \text{sen}(\phi_d') = 1 + \frac{1,339}{11,871} \times \text{sen}(27,693) = 1,052$$

- Forças atuantes:

$$F_{Ed,H} = \max \{ 2 \times V_{Ed,x}; 2 \times V_{Ed,y} \}$$

$$F_{Ed,H} = \max \{ 2 \times 1593,997; 2 \times 782,396 \} = 3187,994 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,V} = N_{Ed,b} = 22012,990 \text{ kN}$$

- Fator que tem em conta a direção da força horizontal:

Como a força horizontal atuante é segundo a direção X, tem-se que $m = m_B$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{1,339}{11,871}}{1 + \frac{1,339}{11,871}} = 1,899$$

- Fatores de inclinação da carga:

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{F_{Ed,H}}{F_{Ed,V}} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{3187,994}{22012,990} \right]^{1,899+1} = 0,635$$

$$i_q = \left[1 - \frac{F_{Ed,H}}{F_{Ed,V}} \right]^m = \left[1 - \frac{3187,994}{22012,990} \right]^{1,899} = 0,743$$

- Tensão existente no terreno da base da sapata:

$$q_0 = \gamma_d \times h_{solo} = 19,0 \times 4,20 = 79,800 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Com os valores calculados, pode ser determinada a capacidade resistente do solo:

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma + q_0 \times N_q \times s_q \times i_q$$

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \times 19,0 \times 6,0 \times 13,891 \times 0,966 \times 0,635 + 79,800 \times 14,233 \times 1,052 \times 0,743$$

$$q_{rd} = 1374,260 \text{ kN} / \text{m}^2$$

III. Verificação da segurança

A verificação da segurança, para o caso em que o sismo é a ação variável base, faz-se da seguinte forma:

$$\sigma_{\max} = 1566,198 < 2 \times q_{rd} = 2 \times 1374,260 = 2748,521 \rightarrow \text{Verificada a segurança.}$$

Verificação estrutural

Uma vez mais, a combinação condicionante é a que contempla o sismo com ação variável base, ocorrendo a situação mais desfavorável na sapata S5. Apresentam-se os cálculos para sapata S5, visto ser a condicionante.

I. Direção longitudinal ou direção X

Os esforços atuantes são os já apresentados para a verificação geotécnica, uma vez que se trata do mesmo elemento e da mesma combinação de ações. Consequentemente, as excentricidades e as larguras efetivas também são as mesmas.

a. Armaduras inferiores na direção X

Para a análise segundo a direção X recorreu-se ao método das bielas. Como $ex_{b,x} > \frac{B}{4}$, a expressão a utilizar é $A_{s,x}^+ = \frac{F_t}{f_{syd} \times L}$.

Para determinar a armadura através da expressão anterior é necessário determinar primeiro o coeficiente, k, que é obtido por interpolação do quadro seguinte.

Quadro 3.7-4 - Quadro de interpolação para o coeficiente k

e/a₀	0.00	0.25	0.50	1.00	1.50
k	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Assim sendo, tem-se que para $e/a_0 = 1,165 \rightarrow k = 0,083$.

Pode agora calcular-se a força, F_t , de acordo com a seguinte expressão:

$$F_t = \frac{N_{Ed,b}}{d} \times (ex_{b,x} - a_0 \times (0,5 - k))$$
$$F_t = \frac{22012,990}{1,918} \times (2,331 - 2,0 \times (0,5 - 0,083)) = 17192,985 kN$$

Aplicando, por fim, a expressão apresentada inicialmente, tem-se:

$$A_{s,x}^+ = \frac{F_t}{f_{syd} \times L}$$
$$A_{s,x}^+ = \frac{17192,985}{434,8 \times 10^3 \times 14} \times 10^4 = 28,25 cm^2 / m$$

Adotou-se para a face inferior: $A_{s,x}^+ = \phi 20 / 0,10 (31,42 cm^2 / m)$

b. Armaduras superiores na direção X

Para determinar a armadura superior, admite-se uma consola, que consiste em metade da sapata. Na consola atuam o peso próprio do elemento estrutural e o terreno que está sobre ele.

Desta forma, calcula-se o peso de terreno e betão armado, por metro, da seguinte forma:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \times h = 25 \times 2,0 = 50,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \times h_{solo} = 19 \times 2,2 = 41,800 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O momento gerado por estas cargas é o seguinte:

$$M_{Ed,y} = \gamma_G \times (PP_{sapata} + PP_{solo}) \times \frac{\left(\frac{B}{2}\right)^2}{2}$$

$$M_{Ed,y} = 1,0 \times (50,000 + 41,800) \times \frac{\left(\frac{6,0}{2}\right)^2}{2} = 413,100 \text{ kNm} / \text{m}$$

Procedendo agora ao cálculo da armadura tem-se:

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{413,100}{1,0 \times 1,918^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0056$$

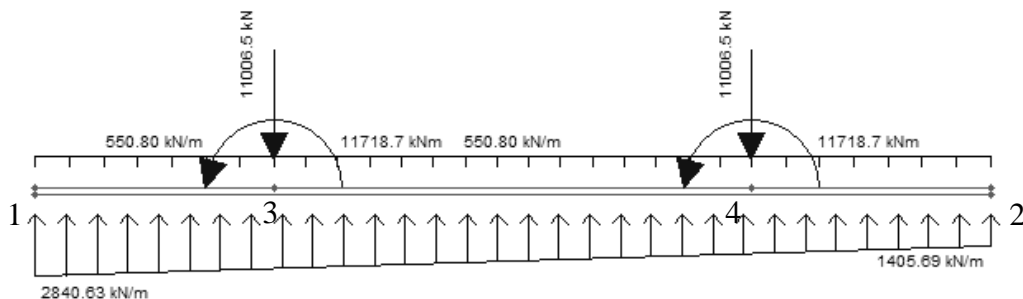
$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0056} = 0,0056$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}}\right) = 0,0056 \times 1,0 \times 1,918 \times \left(\frac{20}{434,8}\right) = 4,97 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se para a face superior: $A_{s,x}^- = \phi 12 / 0,10 (11,31 \text{ cm}^2 / \text{m})$

II. Direção transversal ou direção Y

Para o estudo da direção Y há que considerar um modelo formado por uma barra simplesmente apoiada. No modelo admitido atuam o peso próprio da sapata e do terreno sobre ela, as cargas que os apoios descarregam e ainda o diagrama de tensões trapezoidal que traduz a reação do terreno às cargas aplicadas.



As tensões máximas (em 1) e mínimas (em 2) que originam o diagrama trapezoidal invertido são $\sigma_{\max} = 2840,627 \text{ kN} / \text{m}$ e $\sigma_{\min} = 1405,686 \text{ kN} / \text{m}$.

Quadro 3.7-5 - Momentos de dimensionamento das sapatas na direção Y

Sapata	$M_{Ed,esq3}$ [kNm]	$M_{Ed,dir3}$ [kNm]	$M_{Ed,max}$ [kNm]	$M_{Ed,esq4}$ [kNm]	$M_{Ed,dir4}$ [kNm]
S1	11926,890	-1530,121	-9270,977	16799,594	3342,583
S5	13589,780	1871,095	-7930,230	17833,046	6114,361
S6	11306,305	-2073,104	-9242,173	16150,910	2771,501

a. Armaduras inferiores na direção Y

O momento atuante obtido do modelo ocorre na secção de ligação com um dos pilares e é de $M_{Ed,x} = 17833,046 / 6 = 2972,174 \text{ kNm} / m$.

Procedendo agora ao cálculo da armadura tem-se:

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{2972,174}{1,0 \times 1,918^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0404$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0404} = 0,0413$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0413 \times 1,0 \times 1,918 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) = 36,40 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se para a face inferior: $A_{s,x}^+ = \phi 25 / 0,10 (49,09 \text{ cm}^2 / m)$

b. Armaduras superiores na direção Y

O momento atuante obtido do modelo ocorre na secção de entre pilares e é de $M_{Ed,y} = 7930,230 / 6 = 1321,705 \text{ kNm} / m$.

Procedendo agora ao cálculo da armadura tem-se:

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1321,705}{1,0 \times 1,918^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0180$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0180} = 0,0181$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0181 \times 1,0 \times 1,918 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) = 16,00 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se a armadura mínima para a face superior a que corresponde a seguinte malha: $A_{s,y}^- = \phi 20 / 0,10 (31,42 \text{ cm}^2 / m)$

Pilares com fundações indiretas

São três os alinhamentos de pilares fundados indiretamente através de estacas. Os pilares P2, P3 e P4, dada a elevada profundidade do terreno com boas características, são fundados com recurso a oito estacas cada, unidas por maciços de encabeçamento, para o efeito denominados por S2, S3 e S4.

Os maciços de encabeçamento têm 2,50 metros de altura, 7,50 de largura (direção longitudinal ao tabuleiro) e 16,50 de comprimento (direção transversal ao tabuleiro). As estacas, com 1,70 metros de diâmetro, têm 18,00 metros de comprimento para as sapatas S2 e S3 e 10,00 metros de comprimento para a sapata S4.

As armaduras, em aço da classe A500 NR, têm um recobrimento de 0,07 metros. O betão para as estacas e maciços é da classe C30/37.

Verificação geotécnica

A verificação geotécnica foi feita de acordo com a metodologia do EC7 – Projeto geotécnico.

A combinação de ações em que o sismo é a ação variável base é condicionante para todos os elementos com a combinação 2 da abordagem de cálculo tipo. As abordagens de cálculo foram já descritas na secção 2.3.

Apresentam-se em seguida os cálculos relativos à sapata S4, obtidos nas condições já descritas, visto ser nesta que ocorre a situação mais desfavorável.

O terreno tem 19 kN/m^3 de peso específico e 30° de ângulo de atrito interno.

Os coeficientes de correlação, ξ , servem para ter em conta a quantidade de ensaios efetuados. Assim sendo, considerando apenas um ensaio SPT ($n=1$) e que as estacas são moldadas no sítio, tem-se:

$$\xi_3 = 1,4$$

$$\xi_4 = 1,4$$

I. Força aplicada

A força aplicada na estaca mais carregada pode ser determinada de acordo com as seguintes expressões, devendo ser considerado o maior dos dois valores:

$$F_{cd,x} = \frac{2 \times N_{Ed,pilar}}{n} + \frac{2 \times M_{Ed,y} \times x_i}{\sum x_i^2}$$

$$F_{cd,y} = \frac{2 \times N_{Ed,pilar}}{n} - \frac{2 \times M_{Ed,x} \times (-y_i)}{\sum y_i^2}$$

$$F_{cd,x} = \frac{2 \times 8829,861}{8} + \frac{2 \times 8481,858 \times 6,750}{202,500} = 2772,922 \text{ kN}$$

$$F_{cd,y} = \frac{2 \times 8829,861}{8} - \frac{2 \times 15143,144 \times (-2,250)}{40,500} = 3890,037 \text{ kN}$$

$$F_{cd} = \max \{ F_{cd,x}; F_{cd,y} \} = 3890,037 \text{ kN}$$

II. Capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente de uma estaca individual pode ser feito como se apresenta em seguida.

Os valores de cálculo dos parâmetros do solo são os seguintes:

$$\phi_d' = \arctg\left(\frac{tg(\phi_k')}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctg\left(\frac{tg(30)}{1,10}\right) = 27,693^\circ$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma} = \frac{19,0}{1,0} = 19,000kN / m^3$$

A profundidade crítica até á qual ocorre acréscimo de tensão é obtida com recurso a um gráfico específico, do qual se obtém o valor D_c / ϕ_{estaca} .

Do gráfico apresentado no Anexo F para a determinação da profundidade critica retira-se o valor $\frac{D_c}{\phi_{estaca}} = 5,0 \Leftrightarrow D_c = 5,0 \times 1,70 = 8,500m$.

Conhecido o valor da profundidade crítica, pode agora calcular-se o valor da tensão máxima e média.

$$\sigma'_{v,max} = \gamma_d \times D_c = 19,0 \times 8,500 = 161,500kN / m^2$$

$$\sigma'_{v,med} = \frac{\sigma'_{v,max}}{2} = \frac{161,500}{2} = 80,750kN / m^2$$

O valor do coeficiente de repouso é $K = 1 - \text{sen}(\phi_d') = 1 - \text{sen}(27,693) = 0,535$.

O valor do fator de profundidade é $N_q = 11$ (gráfico do Anexo F).

O valor calculado da capacidade resistente de ponta obtém-se de acordo com a seguinte expressão:

$$R_{b,calc} = q_b \times A_b = 1776,500 \times 2,270 = 4032,301kN$$

Onde:

$$q_b = \sigma'_{v,max} \times N_q = 161,500 \times 11 = 1776,500kN / m^2$$

$$A_b = \frac{\pi \times \phi_{estaca}^2}{4} = \frac{\pi \times 1,70^2}{4} = 2,270m^2$$

O valor calculado da capacidade resistente lateral obtém-se de acordo com a seguinte expressão:

$$R_{s,calc} = q_s \times A_s = 22,686 \times 53,407 = 1211,583kN$$

Onde:

$$q_s = \sigma'_{v,med} \times K \times tg(\phi_d) = 80,750 \times 0,535 \times tg(27,693) = 22,686 kN / m^2$$

$$A_s = \pi \times \phi_{estaca} \times L_{estaca} = \pi \times 1,70 \times 10,000 = 53,407 m^2$$

O valor calculado da capacidade resistente total obtém-se de acordo com a seguinte expressão:

$$R_{c,calc} = R_{b,calc} + R_{s,calc} = 4032,301 + 1211,583 = 5243,884 kN$$

Com os valores calculados da capacidade resistente obtém-se os valores característicos da capacidade resistente como se apresenta em seguida. Como apenas foi efetuado um ensaio, o valor médio é em todos os casos igual ao valor mínimo.

O valor característico da capacidade resistente de ponta calcula-se de acordo com a seguinte expressão:

$$R_{b,k} = \min \left\{ \frac{(R_{b,calc})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{b,calc})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{4032,301}{1,4}; \frac{4032,301}{1,4} \right\} = 2880,215 kN$$

O valor característico da capacidade resistente lateral calcula-se de acordo com a seguinte expressão:

$$R_{s,k} = \min \left\{ \frac{(R_{s,calc})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{s,calc})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{1211,583}{1,4}; \frac{1211,583}{1,4} \right\} = 865,417 kN$$

O valor característico da capacidade resistente total calcula-se de acordo com a seguinte expressão:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{5243,884}{1,4}; \frac{5243,884}{1,4} \right\} = 3745,632 kN$$

O valor de cálculo da capacidade resistente total obtido com o valor característico da capacidade resistente de ponta e lateral, para uma estaca singular, é o seguinte:

$$R_{cd,b+s} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{2880,215}{1,60} + \frac{865,417}{1,30} = 2465,839 kN$$

O valor de cálculo da capacidade resistente total obtido com o valor característico da capacidade resistente total, para uma estaca singular, é o seguinte:

$$R_{cd,c} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{3745,632}{1,50} = 2497,088 kN$$

A resistência a considerar para uma estaca deve assim ser a menor de ambos os valores calculados anteriormente, ou seja:

$$R_{cd,ind} = \min \{ R_{cd,b+s}; R_{cd,c} \} = \{ 2465,839; 2497,088 \} = 2465,839kN$$

III. Verificação da segurança

Estando perante a ação sísmica, para que a segurança se encontre garantida, a força aplicada tem de ser inferior ao dobro da capacidade resistente. Apresenta-se em seguida a respetiva verificação:

$$F_{cd} = 3890,037kN < R_{cd} = 2 \times 2465,839kN \rightarrow \text{Verificada a segurança.}$$

Verificação estrutural

O dimensionamento estrutural dos maciços de encabeçamento é condicionado pela combinação em que o sismo é ação variável base.

Os cálculos apresentados para esta verificação estrutural correspondem ao maciço S2, visto ser onde se encontra a situação mais desfavorável.

I. Maciço de encabeçamento

O dimensionamento foi feito com base no modelo de bielas e tirantes apresentado na figura seguinte:

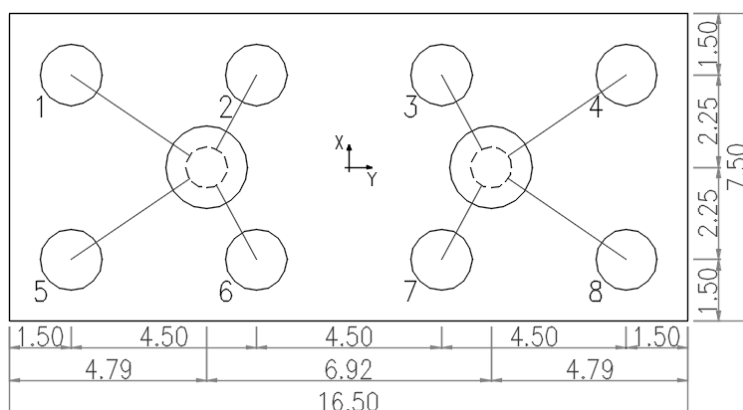


Figura 3.7-2 - Modelo de bielas e tirantes em planta

Segundo o modelo anterior, podem observar-se dois tipos de estacas no maciço, que terão diferentes esforços, sendo estas as estacas tipo 1 e tipo 2.

Quadro 3.7-6 - Coordenadas das estacas em relação ao centro do maciço

Estaca	x_i [m]	y_i [m]	x_i^2 [m ²]	y_i^2 [m ²]	
1	Tipo 1	2,250	-6,750	5,063	45,563
2	Tipo 2	2,250	-2,250	5,063	5,063
3	Tipo 2	2,250	2,250	5,063	5,063

Estaca		x_i [m]	y_i [m]	x_i^2 [m ²]	y_i^2 [m ²]
4	Tipo 1	2,250	6,750	5,063	45,563
5	Tipo 1	-2,250	-6,750	5,063	45,563
6	Tipo 2	-2,250	-2,250	5,063	5,063
7	Tipo 2	-2,250	2,250	5,063	5,063
8	Tipo 1	-2,250	6,750	5,063	45,563
Total				40,500	202,500

As estacas de cada tipo apresentam esforços iguais, devido à posição que ocupam no maciço. Como só existem dois tipos de estacas com diferentes esforços, as estacas tipo 1 e tipo 2, apenas é necessário dimensionar estas duas situações.

a. Dimensionamento da zona de estacas tipo 1

Na figura seguinte apresenta-se o modelo de bielas e tirantes, de onde é possível retirar as forças nas armaduras da face inferior.

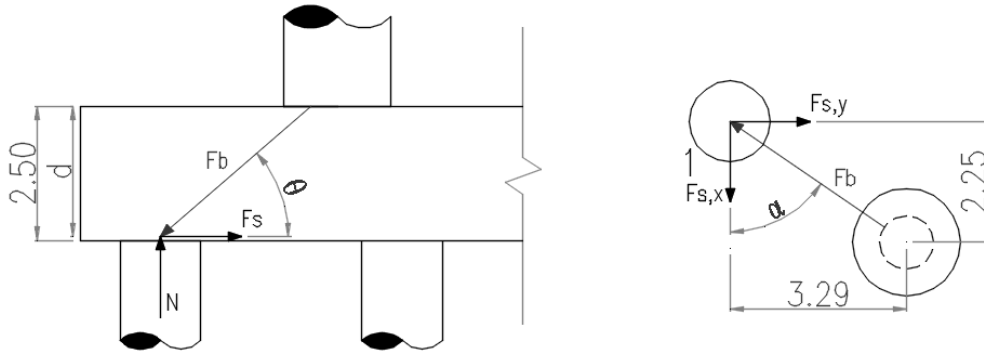


Figura 3.7-3 - Modelo de bielas e tirantes para estacas tipo 1

O comprimento da biela em planta é o seguinte:

$$L_{b'} = \sqrt{3,29^2 + 2,25^2} - \left(\frac{\phi_{\text{pilar}}}{4} \right) = \sqrt{3,29^2 + 2,25^2} - \left(\frac{2,0}{4} \right) = 3,486m$$

Os ângulos representados na figura anterior são os seguintes:

$$\theta = \arctg \left(\frac{d}{L_{b'}} \right) = \arctg \left(\frac{2,368}{3,486} \right) = 34,184^\circ$$

$$\alpha = \arctg \left(\frac{3,290}{2,250} \right) = 55,632^\circ$$

Como se considera que o sismo atua nas duas direções separadamente, há que escolher, de entre as duas, a mais desfavorável. Para tal, calculam-se os fatores de participação segundo as duas direções, a fim de determinar qual o mais gravoso.

$$Part.M_{Ed,y} = 2 \times M_{Ed,y} \times \frac{x_i}{\sum x_i^2} = 2 \times 13663,762 \times \frac{2,250}{\sum 40,500^2} = 1518,196kN$$

$$Part.M_{Ed,x} = 2 \times M_{Ed,x} \times \frac{y_i}{\sum y_i^2} = 2 \times 16496,381 \times \frac{6,750}{\sum 202,500^2} = 1099,759kN$$

Do cálculo efetuado anteriormente conclui-se que a participação do momento segundo Y ($Part.M_{Ed,y}$) é superior. Deve então considerar-se o momento segundo a direção Y para o dimensionamento.

A expressão seguinte permite obter a carga sobre as estacas tipo 1:

$$N_{Ed,tipo1} = \frac{2 \times N_{Ed,pilar}}{n_{estaca}} + 2 \times M_{Ed,y} \times \frac{x_i}{\sum x_i^2}$$

$$N_{Ed,tipo1} = \frac{2 \times 10666,847}{8} + 2 \times 13663,762 \times \frac{2,250}{\sum 40,500^2} = 4184,907kN$$

Calcula-se agora a força na biela com a direção da base do pilar até à cabeça da estaca. O ângulo θ representa a inclinação da biela em relação ao plano horizontal.

$$F_s = \frac{N_{Ed,tipo1}}{tg(\theta)} = \frac{4184,907}{tg(34,184)} = 6161,668kN$$

Com o objetivo de adotar uma malha de armadura ortogonal, decompõe-se a força anteriormente encontrada das direções X e Y, como se apresenta em seguida.

$$F_{s,x} = F_s \times \cos(\alpha) = 6161,668 \times \cos(55,632) = 3478,286kN$$

$$F_{s,y} = F_s \times \sin(\alpha) = 6161,668 \times \sin(55,632) = 5086,028kN$$

A armadura a distribuir em cima das estacas tipo 1 na direção X é:

- Calculada: $A_{s,x} = \frac{F_{s,x}}{f_{syd}} = \frac{3478,286}{434,8 \times 10^{-1}} = 80,001cm^2$
- Adotada: $A_{s,x} = 17\phi 25(83,47cm^2)$

A armadura a distribuir em cima das estacas tipo 1 na direção Y é:

- Calculada: $A_{s,y} = \frac{F_{s,y}}{f_{syd}} = \frac{5086,028}{434,8 \times 10^{-1}} = 116,979cm^2$
- Adotada: $A_{s,y} = 24\phi 25(117,84cm^2)$

b. Dimensionamento da zona de estacas tipo 2

O dimensionamento para as estacas tipo 2 foi feito de forma idêntica ao anterior cálculo para estacas tipo 1, razão pela qual apenas se apresentam em seguida os resultados obtidos para as armaduras.

A armadura a distribuir em cima das estacas tipo 2 na direção X é:

- Calculada: $A_{s,x} = \frac{F_{s,x}}{f_{syd}} = \frac{3198,805}{434,8 \times 10^{-1}} = 73,573 \text{cm}^2$
- Adotada: $A_{s,x} = 17\phi 25 (83,47 \text{cm}^2)$

A armadura a distribuir em cima das estacas tipo 2 na direção Y é:

- Calculada: $A_{s,y} = \frac{F_{s,y}}{f_{syd}} = \frac{1720,246}{434,8 \times 10^{-1}} = 39,566 \text{cm}^2$
- Adotada: $A_{s,y} = 24\phi 25 (117,84 \text{cm}^2)$

II. Estacas

Os cálculos apresentados são, uma vez mais, referentes às estacas do maciço de encabeçamento S2 por ter os esforços mais desfavoráveis.

a. Esforços atuantes

O esforço normal de dimensionamento é o maior de entre o esforço normal atuante nas estacas tipo 1 e tipo 2:

$$N_{Ed,estaca} = \max \{N_{Ed,tipo1}; N_{Ed,tipo2}\} = \{4184,907; 4184,907\} = 4184,907 \text{kN}$$

O esforço transversal atuante na cabeça da estaca calcula-se como se apresenta em seguida:

$$V_{Ed,pilar} = \max \{V_{Ed,x}; V_{Ed,y}\} = \max \{|-509,296|; 686,083\} = 686,083 \text{kN}$$

$$V_{Ed,estaca} = \frac{2 \times V_{Ed,pilar}}{n_{estaca}} = \frac{2 \times 686,083}{8} = 171,521 \text{kN}$$

O momento fletor atuante na cabeça da estaca é calculado através da multiplicação do esforço transversal na cabeça da estaca, $V_{Ed,estaca}$, pelo comprimento equivalente, t .

$$t = \frac{\phi_{estaca}}{3} \times \sqrt[4]{\frac{E_{cm}}{E_{solo}}} = \frac{1,70}{3} \times \sqrt[4]{\frac{33,0}{5,0}} = 0,908 \text{m}$$

$$M_{Ed,estaca} = V_{Ed,estaca} \times t = 171,521 \times 0,908 = 155,787 \text{kNm}$$

b. Armaduras longitudinais em estacas

O cálculo das armaduras longitudinais foi feito de forma semelhante ao apresentado anteriormente para o dimensionamento dos pilares, com recurso ao diagrama de interação entre o esforço normal resistente e o momento resistente e que permite saber, para secções circulares, se a armadura considerada é adequada.

A armadura mínima para cada estaca é a seguinte:

$$A_{s,\min} = 0,5\% \times A_c = \frac{0,5}{100} \times 2,270 \times 10^4 = 113,490 \text{ cm}^2$$

Para a verificação efetuada no programa foi adotada uma armadura composta por 24 ϕ 25, à qual corresponde uma área de aço $A_s = 117,840 \text{ cm}^2$.

c. Armaduras transversais em estacas

Para o dimensionamento das armaduras de esforço transverso foi seguida a metodologia do EC2. O cálculo foi feito de forma similar ao já apresentado para os pilares, pelo que apenas se apresentam os cálculos principais.

Foi considerada uma secção quadrada inserida na secção circular com 1,202m de lado.

A armadura mínima para esta secção é dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_w \times \text{sen} \alpha$$
$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{30}}{500} \times 1,202 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 4,91 \text{ cm}^2 / m$$

A armadura necessária para resistir às ações atuantes é dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{Ed,estaca}}{z \times f_{syd} \times \cot \theta} = \frac{171,521}{1,013 \times 434,8 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 2,25 \text{ cm}^2 / m$$
$$z = 0,9 \times d_s = 0,9 \times 1,126 = 1,013 m$$

Deve assim adotar-se a armadura mínima. Admitindo dois ramos, tem-se:

- Armadura requerida:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{/ramo} = \frac{4,91}{2} = 2,46 \text{ cm}^2 / m / ramo$$

- Armadura adotada:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo} = \phi 10 // 0,125 (6,28 cm^2 / m / ramo)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 6,28 \times 2 = 12,56 cm^2 / m$$

3.8. ENCONTROS E SUAS FUNDAÇÕES

O viaduto tem dois encontros, um em cada extremidade, semelhantes entre si. Os encontros são designados de E1 e E2 e compostos por espelho, muros de avenida, viga de estribo, gigantes e sapatas.

3.8.1. Ações atuantes

As ações que atuam sobre os encontros podem ser divididas em três tipos:

- Ações que atuam na massa do encontro;
- Impulsos de terras;
- Ações transmitidas pelo tabuleiro.

Ações que atuam na massa do encontro

A massa do encontro pode ser dividida em várias componentes por forma a facilitar a sua contabilização. Estas componentes compreendem os seguintes elementos:

- Espelho e viga de estribo;
- Gigante;
- Sapatas;
- Terreno sobre as sapatas.

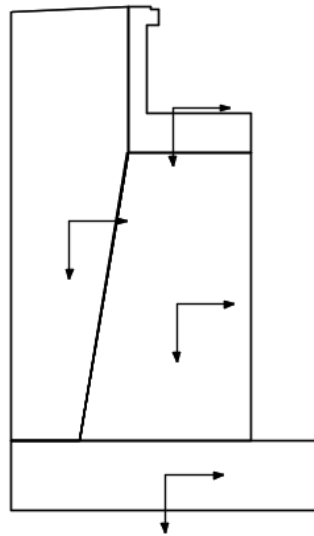


Figura 3.8-1 - Ações que atuam na massa do encontro

A força vertical a considerar corresponde ao peso próprio dos elementos.

$$F_V = PP$$

A força horizontal originada pela ação sísmica é obtida através da seguinte expressão:

$$F_H = F_V \times \beta$$

Segundo o RSA, estando o viaduto situado na zona sísmica A, o coeficiente de sismicidade $\alpha = 1,0$, pelo que $\beta = 0,16 \times \alpha = 0,16 \times 1,0 = 0,16$.

Os valores das ações que atuam na massa do encontro, para metade de um encontro, apresentam-se no quadro seguinte, juntamente com os respetivos braços medidos na horizontal e na vertical.

Quadro 3.8-1 - Ações que atuam na massa do encontro, para metade do encontro E1

Elemento	F_V [KN]	F_H [KN]	CG_V [m]	CG_H [m]
Espelho + Estribo	835,102	133,616	10,445	3,797
Gigante	713,438	114,150	5,345	3,704
Sapata	2340,000	374,400	0,900	4,000
Terreno	5144,306	823,089	7,120	4,958

Impulsos no encontro

Os impulsos que atuam no encontro são três, compreendendo a carga permanente (CP), a ação sísmica (E) e a sobrecarga (SC).

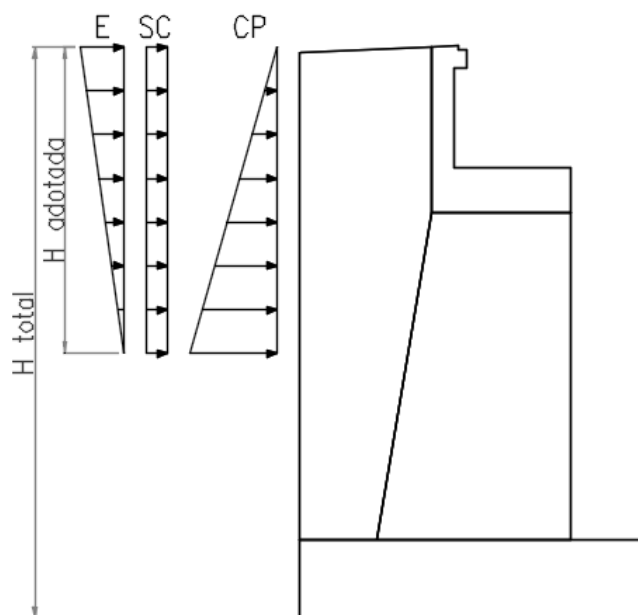


Figura 3.8-2 – Impulsos no encontro

A carga permanente corresponde ao impulso originado pelo peso próprio do terreno e traduz-se através de uma carga triangularmente distribuída. A ação sísmica corresponde à mobilização de terras que acontece quando o terreno é solicitado pelo sismo e traduz-se numa carga triangularmente distribuída invertida. A sobrecarga corresponde a um carregamento de 10 kN/m^2 aplicado no terrapleno.

Coefficientes de impulso

Os coeficientes de impulso foram calculados de acordo com a metodologia apresentada em seguida.

I. Coeficiente de impulso em repouso

O coeficiente de impulso em repouso foi calculado utilizando a Teoria de Rankine.

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi_d')$$

Onde:

ϕ_d' - Valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo.

II. Coeficiente de impulso ativo

O coeficiente de impulso ativo foi calculado utilizando a Teoria de Coulomb.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi_d')}{1 + \text{sen}(\phi_d')}$$

Onde:

ϕ_d' - Valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo.

III. Coeficiente de impulso sísmico

O coeficiente de impulso sísmico foi calculado utilizando o Método de Mononobe-Okabe.

$$K_s = \frac{[\text{sen}(\psi + \phi_d' - \theta)]^2}{\cos(\theta) \times [\text{sen}(\psi)]^2 \times \text{sen}(\psi - \theta - \delta_d') \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi_d' + \delta_d') \times \text{sen}(\phi_d' - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta_d') \times \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Onde:

ϕ_d' - Valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo;

δ_d' - Valor de cálculo do ângulo de atrito entre o solo e o muro;

ψ - Ângulo de inclinação do tampo do muro;

β - Ângulo da superfície do aterro de reenchimento em relação à horizontal;

θ - Ângulo do sismo dado por: $\theta = \text{arctg}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$.

Ações transmitidas pelo tabuleiro

Sendo o encontro um ponto de apoio do tabuleiro, há que considerar as cargas por ele transmitidas nesse local. Os aparelhos de apoio utilizados nos apoios são rotulados e móveis na direção longitudinal.

O grau de liberdade concedido pelo aparelho de apoio na direção longitudinal não é total devido ao atrito que existe no aparelho, que ainda sendo baixo existe.

Deste modo, há que considerar a força vertical, F_V , a força horizontal na direção longitudinal, F_{HL} , e ainda a força horizontal transversal, F_{HT} , originada pelo sismo.

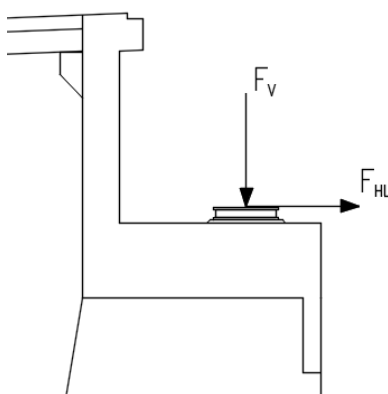


Figura 3.8-3 – Ações transmitidas pelo tabuleiro (corte longitudinal)

Para contabilizar o atrito no aparelho de apoio, considerou-se um coeficiente de atrito entre aço e teflon de $\mu = 0,05$. A força é então calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$F_{HL} = F_V \times \mu$$

Apresentam-se no quadro seguinte os valores das ações transmitidas pelo tabuleiro para o caso do encontro E1.

Quadro 3.8-2 - Ações transmitidas pelo tabuleiro para o encontro E1

Carga	Vertical					Horizontal transversal
	CP [KN]	SC [KN]	VDT [KN]	VUT [KN]	E [KN]	E [KN]
Máximo	1036,344	1136,345	215,797	22,707	74,798	227,906
Mínimo		-229,946	-107,899	-22,707	-74,798	-227,906

3.8.2. Verificação geotécnica

Para a verificação geotécnica foi considerado que o terreno tem 19 kN/m^3 de peso específico e 30° de ângulo de atrito interno.

A segurança encontra-se garantida sempre que as ações desestabilizantes sejam inferiores às estabilizantes.

Em todas as análises foram estudadas as combinações em que a sobrecarga é a ação variável base e em que o sismo é a ação variável base. Para ambas as situações foram tidos em conta os efeitos máximos e mínimos das ações, o que dá um total de quatro casos.

Estado limite de equilíbrio (EQU)

Apresenta-se, em seguida, o cálculo efetuado para o encontro E1, considerando os valores máximos da combinação em que a ação sísmica é variável base. Os restantes casos podem ser consultados nos Anexos G, H e I.

Estado limite de derrubamento

No quadro seguinte, apresenta-se a verificação do estado limite de derrubamento. Os braços são medidos em relação à extremidade inferior do lado do vale. Para o cálculo não foi considerada a resistência passiva do terreno.

Quadro 3.8-3 - Verificação do estado limite de derrubamento para o encontro E1

Designação	Impulso [KN]		Braço [m]	Momento [KNm]	
	I _{calculado}	I _{majorado}		Derrubante	Estabilizante
F _{H,Est.+Esp}	133,616	133,616	10,445	1395,609	-
F _{V,Est.+Esp}	835,102	835,102	3,797	-	3171,216
F _{H,Gigante}	114,150	114,150	5,345	610,075	-
F _{V,Gigante}	713,438	713,438	3,704	-	2642,858
F _{H,Sapata}	374,400	374,400	0,900	336,960	-
F _{V,Sapata}	2340,000	2340,000	4,000	-	9360,000
F _{H,Terreno}	823,089	823,089	7,120	5860,311	-
F _{V,Terreno}	5144,306	5144,306	4,958	-	25504,955
F _{H,CP,Tab}	28,714	28,714	10,500	301,492	-
F _{V,CP,Tab}	518,172	518,172	2,780	-	1440,518
I _{H,CP}	1352,200	1352,200	8,403	11362,988	-
I _{H,SC}	203,338	0,000	9,570	0,000	-
I _{H,E}	366,942	550,413	10,737	5909,602	-
Soma=				25777,038	42119,547

Para todas as situações o momento derrubante é inferior ao estabilizante, pelo que a segurança se encontra garantida.

Estado limite de deslizamento

No quadro seguinte, apresenta-se a verificação do estado limite de deslizamento. Para o cálculo não foi considerada a resistência passiva do terreno.

Quadro 3.8-4 - Verificação do estado limite de deslizamento para o encontro E1

Designação	Impulso [KN]		Força [KN]	
	I _{calculado}	I _{majorado}	Desestabilizante	Estabilizante
F _{H,Est.+Esp}	133,616	133,616	133,616	-
F _{V,Est.+Esp}	835,102	835,102	-	385,717
F _{H,Gigante}	114,150	114,150	114,150	-
F _{V,Gigante}	713,438	713,438	-	329,523
F _{H,Sapata}	374,400	374,400	374,400	-
F _{V,Sapata}	2340,000	2340,000	-	1080,800
F _{H,Terreno}	823,089	823,089	823,089	-
F _{V,Terreno}	5144,306	5144,306	-	2376,053
F _{H,CP,Tab}	28,714	28,714	28,714	-
F _{V,CP,Tab}	518,172	518,172	-	239,333
I _{H,CP}	1352,200	1352,200	1352,200	-
I _{H,SC}	203,338	0,000	0,000	-
I _{H,E}	366,942	550,413	550,413	-
Soma=			3376,582	4411,426

Para todas as situações a força desestabilizante é inferior à estabilizante, pelo que a segurança se encontra garantida.

Estado limite de rotura do terreno de fundação (GEO)

A verificação geotécnica foi feita de acordo com a metodologia do EC7 – Projeto geotécnico.

Para o estado limite de rotura do terreno de fundação, como previsto na norma, foi considerada a combinação 1 e 2 da abordagem de cálculo 1, quer para a sobrecarga quer para o sismo como ação variável base.

A título justificativo, apresentam-se os cálculos referentes ao encontro E1, considerando o sismo como ação variável base e a combinação 1 da abordagem de cálculo tipo 1.

Para determinar os esforços atuantes, e sendo o encontro uma peça algo complexa, foi feito o somatório de forças em relação a um ponto, por forma a determinar os braços das componentes vertical e horizontal que solicitam as sapatas.

Desta forma, o esforço normal de cálculo obtido, na base da sapata, é o seguinte:

$$N_{Ed,b} = 2 \times 9607,116 = 19214,232kN$$

Os esforços transversos de cálculo obtidos, na base da sapata, segundo x e y, são, respetivamente, os seguintes:

$$V_{Ed,b,x} = 2 \times 3222,556 = 6445,112kN$$

$$V_{Ed,b,y} = 2 \times 227,906 = 455,812kN$$

Os momentos fletores de cálculo obtidos, na base da sapata, segundo o eixo y e x, são, respetivamente, os seguintes:

$$M_{Ed,b,y} = 2 \times 24460,322 = 48920,644kNm$$

$$M_{Ed,b,x} = 2 \times 2393,013 = 4786,026kNm$$

As excentricidades originadas pelos momentos fletores anteriores apresentam-se em seguida:

$$ex_{b,x} = ex_B = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{48920,644}{19214,232} = 2,146m$$

$$ex_{b,y} = ex_L = \frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = \frac{4786,026}{19214,232} = 0,249m$$

I. Tensão atuante

A tensão máxima ocorre segundo a direção X. A excentricidade segundo esta direção é $ex_{b,x} = 2,146 > \frac{B}{6} = \frac{8,0}{6} = 1,333$ pelo que se aplica a seguinte expressão:

$$\sigma_{\max,x} = \frac{2 \times F_{Ed,v}}{3 \times L \times \left(\frac{B}{2} - ex_{b,x} \right)} = \frac{2 \times 19214,232}{3 \times 13,0 \times \left(\frac{8,0}{2} - 2,146 \right)} = 531,363kN / m^2$$

II. Capacidade resistente

Os valores de cálculo dos parâmetros do solo são os seguintes:

$$\phi_d' = \arctg\left(\frac{\text{tg}(\phi_k')}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctg\left(\frac{\text{tg}(30)}{1,10}\right) = 27,693^\circ$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma} = \frac{19,0}{1,0} = 19,000 \text{ kN} / \text{m}^3$$

Segundo o EC7, a capacidade resistente do solo (q_{rd}) calcula-se da seguinte forma:

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma + q_0 \times N_q \times s_q \times i_q$$

Em seguida, apresentam-se os cálculos para os valores da anterior expressão.

- Fatores de capacidade resistente:

$$N_q = e^{\pi \times \text{tg}(\phi_d')} \times \left(\text{tg}\left(45 + \frac{\phi_d'}{2}\right) \right)^2 = e^{\pi \times \text{tg}(27,693)} \times \left(\text{tg}\left(45 + \frac{27,693}{2}\right) \right)^2 = 14,233$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \text{tg}(\phi_d') = 2 \times (14,233 - 1) \times \text{tg}(27,693) = 13,891$$

- Lados efetivos:

$$B' = B - 2 \times ex_{b,x} = 8,0 - 2 \times 2,146 = 3,709 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \times ex_{b,y} = 13,0 - 2 \times 0,249 = 12,502 \text{ m}$$

- Fatores de geometria da sapata em planta:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{3,709}{12,502} = 0,911$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \text{sen}(\phi_d') = 1 + \frac{3,709}{12,502} \times \text{sen}(27,693) = 1,024$$

- Forças atuantes:

$$F_{Ed,H} = \max\{V_{Ed,b,x}; V_{Ed,b,y}\}$$

$$F_{Ed,H} = \max\{6445,112; 455,812\} = 6445,112 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,V} = N_{Ed,b} = 19214,232 \text{ kN}$$

- Fator que tem em conta a direção da força horizontal:

Como a força horizontal atuante é segundo a direção X, tem-se que $m = m_B$

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{3,709}{12,502}}{1 + \frac{3,709}{12,502}} = 1,771$$

- Fatores de inclinação da carga:

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{F_{Ed,H}}{F_{Ed,V}} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{6445,112}{19214,232} \right]^{1,771+1} = 0,322$$

$$i_q = \left[1 - \frac{F_{Ed,H}}{F_{Ed,V}} \right]^m = \left[1 - \frac{6445,112}{19214,232} \right]^{1,771} = 0,485$$

- Tensão existente no terreno da base da sapata:

$$q_0 = \gamma_d \times h_{solo} = 19,0 \times 6,00 = 114,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Com os valores calculados, pode ser determinada a capacidade resistente do solo:

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma + q_0 \times N_q \times s_q \times i_q$$

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \times 19,0 \times 8,0 \times 13,891 \times 0,911 \times 0,322 + 114,000 \times 14,233 \times 1,024 \times 0,485$$

$$q_{rd} = 1115,941 \text{ kN} / \text{m}^2$$

III. Verificação da segurança

A verificação da segurança, para o caso em que o sismo é a ação variável base, faz-se da seguinte forma:

$$\sigma_{\max} = 531,363 < 2 \times q_{rd} = 2 \times 1115,941 = 2231,883 \rightarrow \text{Verificada a segurança.}$$

3.8.3. Verificação estrutural

Todos os elementos estruturais dos encontros são em betão da classe C30/37, armados com aço da classe A500 NR, empregue sempre em armaduras ordinárias. O recobrimento dos mesmos elementos é de 0,07 metros.

Espelho

Para o dimensionamento do espelho dos encontros, a combinação de ações condicionante é aquela em que o sismo é a ação variável base. O espelho do encontro E1 tem uma altura de 2,770 metros, como se apresenta no esquema de dimensionamento apresentado em seguida.

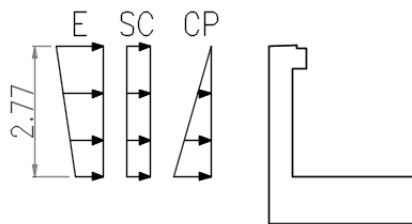


Figura 3.8-4 - Esquema de dimensionamento do espelho do encontro E1

De acordo com o anterior esquema, foram obtidos os seguintes momentos na extremidade inferior do espelho, considerando o sismo como ação variável base e o estado ativo:

$$M_{a,CP} = 22,435 \text{ kNm} / m$$

$$M_{a,SC} = 12,788 \text{ kNm} / m$$

$$M_{a,E} = 59,538 \text{ kNm} / m$$

O momento de dimensionamento para a combinação sísmica é, assim, dado por:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{a,CP} + \gamma_Q \times M_{a,E}$$

$$M_{Ed} = 1,00 \times 22,435 + 1,50 \times 59,538 = 111,741 \text{ kNm} / m$$

Para a secção do estribo, a armadura mínima é a seguinte:

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b_t \times d$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,00 \times 0,422 \times 10^4 = 7,32 \text{ cm}^2 / m$$

A armadura para resistir às ações determinadas anteriormente é a seguinte:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{111,741}{1,00 \times 0,422^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0314$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0314} = 0,0319$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0319 \times 1,00 \times 0,422 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) = 6,19 \text{ cm}^2 / m$$

Adota-se, então, uma armadura superior a ambas as armaduras determinadas acima, composta por $\phi 16 / 0,20 (10,05 \text{ cm}^2 / m)$.

Viga de estribo

A viga de estribo e o espelho formam um único elemento, que deve agora ser estudado como um só, por forma a tirar partido da maior inércia que o conjunto forma. Estuda-se numa primeira fase com um carregamento vertical, onde é considerado o peso próprio e o veículo tipo, e numa segunda fase o impulso de terras no tardo do espelho.

Peso próprio e veículo tipo

Nesta situação, é feita uma análise onde é considerado um carregamento vertical, que contempla o peso próprio e o veículo tipo, onde é estudada a parte da viga de estribo e espelho que está em consola, ou seja, fora dos gigantes. O conjunto viga de estribo e espelho tem uma área de $4,705 \text{ m}^2$ e a consola uma dimensão de $3,140 \text{ m}$.

De acordo com o que foi mencionado, o momento fletor de cálculo é dado por:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times A_c \times \gamma_b \times \frac{L_{consola}^2}{2} + \gamma_Q \times F_{VT} \times (L_{consola} - L_{passseio})$$

$$M_{Ed} = 1,35 \times 4,705 \times 25 \times \frac{3,140^2}{2} + 1,50 \times 100 \times (3,140 - 1,100)$$

$$M_{Ed} = 1088,788 \text{ kNm}$$

A armadura mínima para a secção é a seguinte:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b_t \times d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 0,50 \times 3,690 \times 10^4 = 32,00 \text{ cm}^2$$

A armadura para resistir ao momento fletor é a seguinte:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1088,788}{0,50 \times 3,690^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0080$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0080} = 0,0080$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0080 \times 0,50 \times 3,690 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) = 6,81 \text{ cm}^2$$

De acordo com os resultados obtidos, deve adotar-se a armadura mínima para a secção, pelo que se adota 11 ϕ 20(34,56 cm²).

Impulso de terras

Para este caso considera-se o impulso de terras, na horizontal, aplicado no tardo do conjunto viga de estribo e espelho, e ainda no muro de avenida. A altura, na vertical, sobre a qual é aplicado o carregamento tem uma dimensão de 3,770 metros. O elemento viga de estribo e espelho tem uma dimensão de 3,140 metros e o muro de avenida de 2,500 metros.

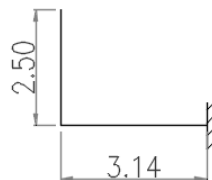


Figura 3.8-5 – Esquema de dimensionamento da viga de estribo

O estado de impulsos em repouso, considerando a sobrecarga com ação variável base, é condicionante face aos impulsos ativos, para esta situação. Apresentam-se agora os momentos fletores obtidos na secção de encastramento para o caso do encontro E1.

$$M_{\text{Rep},CP} = 144,241 \text{ kNm} / m$$

$$M_{\text{Rep},SC} = 40,274 \text{ kNm} / m$$

$$M_{\text{Rep},E} = 0 \text{ kNm} / m$$

O momento fletor de cálculo é:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{\text{Rep},CP} + \gamma_Q \times M_{\text{Rep},SC}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \times 144,241 + 1,50 \times 40,274 = 255,137 \text{ kNm} / m$$

A armadura para resistir ao esforço calculado é obtida da seguinte forma:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{255,137}{1,00 \times 3,102^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0013$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0013} = 0,0013$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0013 \times 1,00 \times 3,102 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) = 1,89 \text{ cm}^2 / m$$

Adota-se para o efeito uma armadura constituída por $\phi 16 / 0,20 (10,05 \text{ cm}^2 / m)$.

Gigante

Os dois gigantes de cada encontro suportam o estribo e espelho, estando alinhados, cada um, com os aparelhos de apoio, por forma a minimizar os esforços gerados pelo tabuleiro no encontro. Na figura seguinte podem ser observadas as dimensões do encontro, sendo que a dimensão em profundidade, que não é apresentada, é de 1,00 metros.

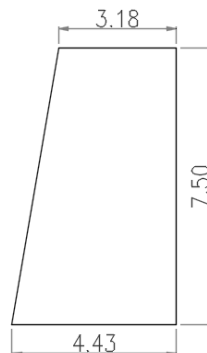


Figura 3.8-6 - Dimensões do gigante

Estes elementos são solicitados em ambas as direções, transversal e longitudinal, pelo que estas se analisam separadamente.

Direção transversal ou direção Y

Segundo a direção transversal, foi considerado um modelo de dimensionamento duplamente encastrado, com 7,50 metros de altura. Este modelo é solicitado por uma força horizontal na parte superior, que é originada pela ação sísmica segundo esta direção.

A força horizontal transversal é a seguinte: $F_{HT,E} = 227,906 \text{ kN}$.

I. Estado limite último de flexão

O momento fletor de dimensionamento, para um gigante, obtém-se da seguinte forma:

$$M_{Ed} = \gamma_Q \times \frac{F_{HT,E}}{2} \times \frac{h_{gigante}}{2} = 1,50 \times \frac{227,906}{2} \times \frac{7,50}{2} = 640,986 \text{ kNm}$$

Sendo a secção superior S1 e a inferior S2, o anterior esforço pode ser dividido por unidade de comprimento, de forma a facilitar os cálculos, como se apresenta de seguida:

$$M_{Ed,S1} = \frac{M_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{640,986}{3,180} = 201,568 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,S2} = \frac{M_{Ed}}{B_{inf}} = \frac{640,986}{4,430} = 144,692 \text{ kNm/m}$$

A armadura mínima, por metro, para a secção é a seguinte:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \times b_t \times d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,00 \times 0,922 \times 10^4 = 15,99 \text{ cm}^2 / m$$

A armadura requerida, por metro, para a secção superior S1 é:

$$\mu = \frac{M_{Ed,S1}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{201,568}{1,00 \times 0,922^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0119$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0119} = 0,0119$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0119 \times 1,00 \times 0,922 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) = 5,06 \text{ cm}^2 / m$$

A armadura requerida, por metro, para a secção inferior S2 é:

$$\mu = \frac{M_{Ed,S2}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{144,692}{1,00 \times 0,922^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0085$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0085} = 0,0085$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0085 \times 1,00 \times 0,922 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) = 3,62 \text{ cm}^2 / m$$

De acordo com os cálculos anteriores, deve adotar-se a armadura mínima constituída por $\phi 16 / 0,125 (16,08 \text{ cm}^2 / m)$.

II. Estado limite último de esforço transversal

O esforço transversal de dimensionamento, para um gigante, é dado por:

$$V_{Ed} = \gamma_Q \times \frac{F_{HT,E}}{2} = 1,50 \times \frac{227,906}{2} = 170,930 \text{ kN}$$

Sendo a secção superior S1 e a inferior S2, o anterior esforço pode ser dividido por unidade de comprimento, de forma a facilitar os cálculos, como se apresenta:

$$V_{Ed,S1} = \frac{V_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{170,930}{3,180} = 53,751 \text{ kN} / m$$

$$V_{Ed,S2} = \frac{V_{Ed}}{B_{inf}} = \frac{170,930}{4,430} = 38,585 \text{ kN} / m$$

A armadura mínima é dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \times b_w \times \text{sen} \alpha$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \frac{0,08 \sqrt{30}}{500} \times 1,00 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 9,47 \text{ cm}^2 / m$$

A armadura necessária para resistir às ações é a seguinte:

$$z = 0,9 \times d_s = 0,9 \times 0,924 = 0,832 \text{ m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{\max \{V_{Ed,S1}; V_{Ed,S2}\}}{z \times f_{syd} \times \cot \theta} = \frac{53,751}{0,832 \times 434,8 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 0,86 \text{ cm}^2 / m$$

Desta forma, deve ser empregue a armadura mínima do seguinte modo:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo} = \frac{9,47}{2} = 4,73 \text{ cm}^2 / m / ramo$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo} = \phi 12 / 0,20 (5,65 \text{ cm}^2 / m / ramo)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 5,65 \times 2 = 11,30 \text{ cm}^2 / m$$

Posteriormente foi verificada a segurança das escoras e bielas, como já feito atrás.

Direção longitudinal ou direção X

Segundo esta direção, o gigante é solicitado pelas ações que atuam na massa do encontro, pelos impulsos de terras no tardo e pelas ações transmitidas pelo tabuleiro.

O dimensionamento é condicionado pela combinação sísmica, pelo que são apresentados os cálculos referentes à mesma para o encontro E1.

I. Esforços atuantes

Para a determinação dos esforços atuantes foi feito o somatório das forças horizontais, do qual se obteve o seguinte esforço:

$$V_{Ed} = F_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,i} = 2094,782 \text{ kN}$$

Para a determinação do momento fletor foi determinado o braço da resultante das várias forças horizontais somadas anteriormente, obtendo-se o valor apresentado em seguida:

$$M_{Ed} = \sum_{i=1}^n (F_{Ed,i} \times b_i) = 16447,650 \text{ kNm}$$

II. Estado limite último de flexão

Os esforços a que o gigante está sujeito são elevados, tornando-se necessário recorrer a múltiplas camadas de armadura. Para tal, foi determinada a posição do centro de gravidade para várias combinações de armadura, admitindo-se, por fim, 3 camadas de 7 varões de 25 milímetros, afastadas de 0,20 metros, ou seja, $3 \times 7 \phi 25 (103,08 \text{ cm}^2)$

III. Estado limite último de esforço transverso

A armadura de esforço transverso foi determinada como apresentado para a direção transversal, de onde se obtiveram os seguintes resultados:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo} = \frac{9,94}{2} = 4,97 \text{ cm}^2 / m / ramo$$
$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo} = \phi 12 / 0,20 (5,65 \text{ cm}^2 / m / ramo)$$
$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 5,65 \times 2 = 11,30 \text{ cm}^2 / m$$

Sapata

A verificação geotécnica foi feita de acordo com a metodologia do EC7 – Projeto geotécnico.

Uma vez mais, a combinação condicionante é a que contempla o sismo com ação variável base. Apresentam-se os cálculos para uma sapata do encontro E1.

O terreno tem 19 kN/m^3 de peso específico e 30° de ângulo de atrito interno.

Os esforços de cálculo, no topo da sapata (base do gigante), são os seguintes:

$$N_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,V,i} = 7267,116 \text{ kN}$$
$$V_{Ed,x} = \sum_{j=1}^n F_{Ed,HL,j} = 2094,782 \text{ kN}$$
$$V_{Ed,y} = \frac{F_{Ed,HT}}{2} = \frac{341,859}{2} = 170,930 \text{ kN}$$
$$M_{Ed,y} = \sum_{i=1}^n (F_{Ed,V,i} \times b_{V,i}) + \sum_{j=1}^n (F_{Ed,HL,j} \times b_{HL,j}) = 12600,613 \text{ kNm}$$
$$M_{Ed,x} = \frac{F_{Ed,HT}}{2} \times b_{HT} = \frac{341,859}{2} \times 7,500 = 1281,971 \text{ kNm}$$

Onde as forças, F , representam as forças transmitidas ao encontro e b os respetivos braços.

Os esforços de cálculo, na base da sapata, calculam-se da seguinte forma:

$$N_{Ed,b} = N_{Ed} + PP_{Ed,sapata} = 7267,116 + 2340,000 = 9607,116 \text{ kN}$$
$$M_{Ed,b,x} = M_{Ed,x} + V_{Ed,y} \times h = 1281,971 + 170,930 \times 1,8 = 1589,644 \text{ kNm}$$
$$M_{Ed,b,y} = M_{Ed,y} + V_{Ed,x} \times h = 12600,613 + 2094,782 \times 1,8 = 16371,221 \text{ kNm}$$

As excentricidades originadas pelos momentos fletores anteriores apresentam-se em seguida:

$$ex_{b,x} = ex_B = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{16371,221}{9607,116} = 1,704 \text{ m}$$

$$ex_{b,y} = ex_L = \frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = \frac{1589,644}{9607,116} = 0,165 \text{ m}$$

Os lados efetivos são os seguintes:

$$B' = B - 2 \times ex_{b,x} = 8,0 - 2 \times 1,704 = 4,592 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \times ex_{b,y} = 6,50 - 2 \times 0,165 = 6,169 \text{ m}$$

Direção longitudinal ou direção X

Em seguida, apresenta-se o cálculo das armaduras inferiores e superiores para as sapatas do encontro E1.

I. Armaduras inferiores na direção X

Para a análise segundo a direção X recorreu-se ao método das bielas. Como $ex_{b,x} < \frac{B}{4}$, a expressão é $A'_{s,x} = \frac{F_t}{f_{syd} \times L'}$.

Para determinar a armadura através da expressão anterior é necessário determinar primeiro o coeficiente, k, que é obtido por interpolação do quadro 3.7-4.

Assim sendo, tem-se para $e/a_0 = 0,385 \rightarrow k = 0,173$.

O valor da tensão no solo obtém-se da seguinte forma:

$$A' = B' \times L' = 4,592 \times 6,169 = 28,327 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{solo} = \frac{N_{Ed,b}}{A'} = \frac{9607,116}{28,327} = 339,145 \text{ kN/m}^2$$

Pode agora calcular-se a força, F_t , de acordo com a seguinte expressão:

$$R_1 = \frac{B}{2} \times L' \times \sigma_{solo} = \frac{8,0}{2} \times 6,169 \times 339,145 = 8368,832 \text{ kN}$$

$$F_{t,1} = \frac{R_1}{d} \times \left(\frac{B}{4} - a_0 \times (0,5 - k) \right)$$

$$F_{t,1} = \frac{8368,832}{1,718} \times \left(\frac{8,0}{4} - 4,430 \times (0,5 - 0,173) \right) = 2688,188 \text{ kN}$$

$$R_2 = \left(B' - \frac{B}{2} \right) \times L' \times \sigma_{solo} = \left(4,592 - \frac{8,0}{2} \right) \times 6,169 \times 339,145 = 1238,284 \text{ kN}$$

$$F_{t,2} = \frac{R_2}{d} \times \left(\frac{B - B'/2}{2} + a_0 \times (0,5 - k) \right)$$

$$F_{t,2} = \frac{1238,284}{1,718} \times \left(\frac{8,0 - 4,592/2}{4} + 4,430 \times (0,5 - 0,173) \right) = 1257,565 \text{ kN}$$

$$F_t = \max \{ F_{t,1}; F_{t,2} \} = \max \{ 2688,188; 1257,565 \} = 2688,188 \text{ kN}$$

Aplicando por fim a expressão apresentada inicialmente tem-se:

$$A_{s,x}^+ = \frac{F_t}{f_{syd} \times L'}$$

$$A_{s,x}^+ = \frac{2688,188}{434,8 \times 10^3 \times 6,169} \times 10^4 = 10,02 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se, para a face inferior, a armadura mínima:

$$A_{s,x}^+ = \phi 16 / 0,15 (13,40 \text{ cm}^2 / m)$$

II. Armaduras superiores na direção X

Para determinar a armadura superior admitiu-se uma consola, que contempla a parte livre da sapata (da extremidade da sapata até ao gigante) acrescida de 0,50 metros, sujeita ao peso próprio da mesma sapata e do terreno que está sobre ela.

Desta forma, calcula-se o peso próprio do terreno e do betão armado, por metro, da seguinte forma:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \times h = 25 \times 1,80 = 45,000 \text{ kN} / m^2$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \times h_{solo} = 19 \times 4,20 = 79,800 \text{ kN} / m^2$$

O momento gerado por estas cargas é o seguinte:

$$M_{Ed,y} = \gamma_G \times (PP_{sapata} + PP_{solo}) \times \frac{\left(\frac{B - B_{inf}}{2} + 0,50 \right)^2}{2}$$

$$M_{Ed,y} = 1,0 \times (45,000 + 79,800) \times \frac{\left(\frac{8,000 - 4,430}{2} + 0,50 \right)^2}{2} = 325,804 \text{ kNm} / m$$

Procedendo agora ao cálculo da armadura tem-se:

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{325,804}{1,0 \times 1,781^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0055$$

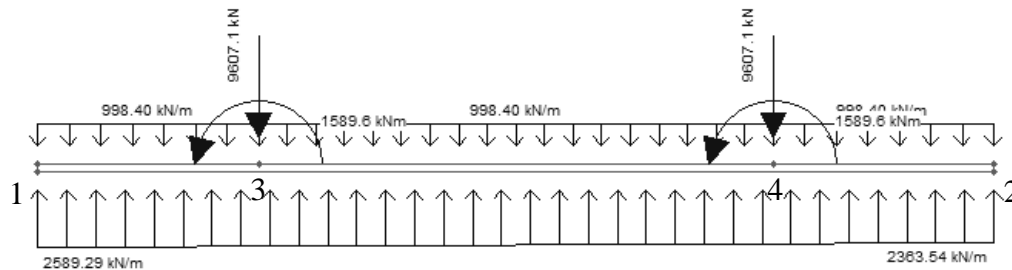
$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0055} = 0,0055$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0055 \times 1,0 \times 1,781 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) = 4,38 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se, para a face superior: $A_{s,x}^- = \phi 12 / / 0,10 (11,31 \text{ cm}^2 / \text{m})$

Direção transversal ou direção Y

Para o estudo da direção Y foi considerado, tal como anteriormente para o caso das fundações (diretas) dos pilares, um modelo formado por uma barra simplesmente apoiada. No modelo admitido atuam o peso próprio da sapata e do terreno sobre ela, as cargas que os apoios descarregam e ainda o diagrama de tensões trapezoidal que traduz a reação do terreno às cargas aplicadas.



As tensões máximas (em 1) e mínimas (em 2) que originam o diagrama trapezoidal invertido são $\sigma_{\max} = 2589,292 \text{ kN} / \text{m}$ e $\sigma_{\min} = 2363,544 \text{ kN} / \text{m}$.

Quadro 3.8-5 - Momentos de dimensionamento das sapatas na direção Y

Encontro	$M_{Ed,esq3}$ [kNm]	$M_{Ed,dir3}$ [kNm]	$M_{Ed,max}$ [kNm]	$M_{Ed,esq4}$ [kNm]	$M_{Ed,dir4}$ [kNm]
E1	7269,883	5680,238	-3118,017	7979,012	6389,367
E2	6991,787	6591,512	-2309,763	7170,346	6770,072

I. Armaduras inferiores na direção Y

O momento atuante obtido do modelo ocorre na secção de ligação com um dos pilares e é de $M_{Ed,x} = 7979,012 / 8 = 997,376 \text{ kNm} / \text{m}$.

Procedendo agora ao cálculo da armadura tem-se:

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{997,376}{1,0 \times 1,718^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0169$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0169} = 0,0171$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0171 \times 1,0 \times 1,718 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) = 13,47 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se para a face inferior: $A_{s,x}^+ = \phi 16 / / 0,10 (20,11 \text{ cm}^2 / m)$

II. Armaduras superiores na direção Y

O momento atuante obtido do modelo ocorre na secção de entre pilares e é de $M_{Ed,y} = 3118,017 / 8 = 389,752 \text{ kNm} / m$.

Procedendo agora ao cálculo da armadura tem-se:

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{389,752}{1,0 \times 1,718^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,0066$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0066} = 0,0066$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0066 \times 1,0 \times 1,718 \times \left(\frac{20}{434,8} \right) = 5,24 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se a armadura mínima para a face superior a que corresponde a seguinte malha: $A_{s,y}^- = \phi 12 / / 0,10 (11,31 \text{ cm}^2 / m)$

Muro de avenida

A dimensão dos muros de avenida é pequena e estes não se encontram sujeitos a esforços elevados. Partindo deste pressuposto, foram adotadas armaduras correntes para o elemento.

3.9. APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO

Apenas existem aparelhos de apoio nos dois encontros, E1 e E2, e nos alinhamentos de pilares extremos, P1 e P6. Em todos os casos existe um aparelho para cada alma, o que corresponde a dois aparelhos por alinhamento de apoio.

As juntas de dilatação, que servem para permitir que o tabuleiro se mova separadamente do terreno, existem nos dois encontros, E1 e E2.

Os deslocamentos e as cargas, que ocorrem nas pontos estudados, foram retirados do modelo tridimensional modelado em SAP2000, com exceção dos efeitos da retração e fluência. Para o efeito, os deslocamentos devidos à retração e fluência foram obtidos da seguinte forma:

$$\delta_{c+s} = \alpha \times \Delta T \times L$$

Onde:

α - Coeficiente de dilatação térmica do betão;

ΔT - Abaixamento de temperatura equivalente aos efeitos da retração e fluência;

L - Distância do ponto estudado ao centro de rigidez.

Do anterior cálculo obtiveram-se os resultados apresentados no quadro seguinte:

Quadro 3.9-1 - Deslocamentos devido ao efeito da retração e fluência

Apoio	α [°C ⁻¹]	ΔT [°]	L [m]	δ_{c+s} [mm]
E1	1,00E-05	47,607	146,179	70
P1	1,00E-05	49,041	114,179	56
P6	1,00E-05	49,041	85,821	42
E2	1,00E-05	49,601	117,821	58

Deslocamentos positivos correspondem a um encurtamento do tabuleiro, e vice-versa.

3.9.1. Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio presentes na obra são do tipo “*Pot Bearing*”. Com uma forma cilíndrica que se assemelha a uma panela, o aparelho de apoio contém no seu interior uma membrana de neopreno, que permite a descontinuidade pretendida na estrutura.

Apresentam-se agora as cargas e deslocamentos, dependendo da situação em questão, a que os aparelhos estão sujeitos.

Encontro E1

O encontro E1 será munido de dois aparelhos unidirecionais que permitem o deslocamento na direção longitudinal.

Carga vertical

- Cargas permanentes: $N_{CP} = 1601,328 \text{ kN}$; Adota-se $1800,000 \text{ kN}$;
- Cargas variáveis:
 - Máximo: $N_{Var,max} = N_{SC,max} + N_{VDT,max} + N_{VUT,max} = 687,425 \text{ kN}$;
Adota-se $800,000 \text{ kN}$;
 - Mínimo: $N_{Var,min} = N_{SC,min} + N_{VDT,min} + N_{VUT,min} = -180,276 \text{ kN}$;
Adota-se $-200,000 \text{ kN}$;
- Sismo:
 - Máximo: $N_{E,max} = 18,700 \text{ kN}$; Adota-se $30,000 \text{ kN}$;
 - Mínimo: $N_{E,min} = -18,700 \text{ kN}$; Adota-se $-30,000 \text{ kN}$.

Carga horizontal transversal

Apenas a ação sísmica solicita a direção transversal do viaduto, pelo que não são apresentados os restantes valores, que são para o efeito nulos.

- Sismo: $H_{T,E} = 56,977 \text{ kN}$; Adota-se $70,000 \text{ kN}$.

Deslocamento longitudinal

Como já citado, deslocamentos positivos correspondem a um encurtamento do tabuleiro, e vice-versa.

- Deslocamento máximo positivo (encurtamento):

$$\delta_{\max}^+ = \delta_{c+s} + \delta_{CP} + \delta_{SC}^+ + 0,5 \times \delta_{VUT}^+ + \delta_E^+$$
$$\delta_{\max}^+ = 70 + 9 + 3 + 0,5 \times 21 + 106 = 199 \text{ mm}$$

Adota-se 220 mm ;

- Deslocamento máximo negativo (alongamento):

$$\delta_{\max}^- = \delta_{CP} + \delta_{SC}^- + 0,5 \times \delta_{VUT}^- + \delta_E^-$$
$$\delta_{\max}^- = 9 - 3 - 0,5 \times 21 - 106 = -110 \text{ mm}$$

Adota-se -130 mm .

Para colmatar o deslocamento devido à retração e fluência, que apenas ocorre num dos sentidos, o aparelho deverá ser instalado com a seguinte excentricidade:

$$ex = \frac{\delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^-}{2} = \frac{220 - 130}{2} = 45 \text{ mm}$$

Alinhamento de pilares P1

O alinhamento de pilares P1 será munido de dois aparelhos fixos.

Carga vertical

- Cargas permanentes: $N_{CP} = 4261,502 \text{ kN}$; Adota-se $4700,000 \text{ kN}$;
- Cargas variáveis:
 - Máximo: $N_{Var,\max} = N_{SC,\max} + N_{VDT,\max} + N_{VUT,\max} = 1565,956 \text{ kN}$;
Adota-se $1800,000 \text{ kN}$;
 - Mínimo: $N_{Var,\min} = N_{SC,\min} + N_{VDT,\min} + N_{VUT,\min} = -282,298 \text{ kN}$;
Adota-se $-320,000 \text{ kN}$;
- Sismo:
 - Máximo: $N_{E,\max} = 84,251 \text{ kN}$; Adota-se $100,000 \text{ kN}$;
 - Mínimo: $N_{E,\min} = -84,251 \text{ kN}$; Adota-se $-100,000 \text{ kN}$.

Carga horizontal transversal

- Sismo: $H_{T,E} = 213,961 \text{ kN}$; Adota-se $240,000 \text{ kN}$.

Carga horizontal longitudinal

- Cargas permanentes: $H_{L,CP} = 32,709 \text{ kN}$; Adota-se $40,000 \text{ kN}$;
- Cargas variáveis:
 - Máximo: $H_{L,Var,\max} = H_{L,SC,\max} + H_{L,VDT,\max} + H_{L,VUT,\max} = 86,907 \text{ kN}$;
Adota-se $100,000 \text{ kN}$;
 - Mínimo: $H_{L,Var,\min} = H_{L,SC,\min} + H_{L,VDT,\min} + H_{L,VUT,\min} = -85,616 \text{ kN}$;
Adota-se $-100,000 \text{ kN}$;
- Sismo:
 - Máximo: $H_{L,E,\max} = 224,825 \text{ kN}$; Adota-se $250,000 \text{ kN}$;
 - Mínimo: $H_{L,E,\min} = -224,825 \text{ kN}$; Adota-se $-250,000 \text{ kN}$.

Alinhamento de pilares P6

O alinhamento de pilares P6 será munido de dois aparelhos unidirecionais que permitem o deslocamento na direção longitudinal.

Carga vertical

- Cargas permanentes: $N_{CP} = 4257,438 \text{ kN}$; Adota-se $4700,000 \text{ kN}$;
- Cargas variáveis:
 - Máximo: $N_{Var,max} = N_{SC,max} + N_{VDT,max} + N_{VUT,max} = 1567,456 \text{ kN}$;
Adota-se $1800,000 \text{ kN}$;
 - Mínimo: $N_{Var,min} = N_{SC,min} + N_{VDT,min} + N_{VUT,min} = -281,102 \text{ kN}$;
Adota-se $-310,000 \text{ kN}$;
- Sismo:
 - Máximo: $N_{E,max} = 192,815 \text{ kN}$; Adota-se $220,000 \text{ kN}$;
 - Mínimo: $N_{E,min} = -192,815 \text{ kN}$; Adota-se $-220,000 \text{ kN}$.

Carga horizontal transversal

Apenas a ação sísmica solicita a direção transversal do viaduto, pelo que não são apresentados os restantes valores, que são para o efeito nulos.

- Sismo: $H_{T,E} = 449,145 \text{ kN}$; Adota-se $500,000 \text{ kN}$.

Deslocamento longitudinal

- Deslocamento máximo positivo (encurtamento):

$$\delta_{\max}^+ = \delta_{c+s} + \delta_{CP} + \delta_{SC}^+ + 0,5 \times \delta_{VUT}^+ + \delta_E^+$$

$$\delta_{\max}^+ = 42 + 6 + 3 + 0,5 \times 14 + 106 = 163 \text{ mm}$$

Adota-se 180 mm ;

- Deslocamento máximo negativo (alongamento):

$$\delta_{\max}^- = \delta_{CP} + \delta_{SC}^- + 0,5 \times \delta_{VUT}^- + \delta_E^-$$

$$\delta_{\max}^- = 6 - 3 - 0,5 \times 14 - 106 = -110 \text{ mm}$$

Adota-se -130 mm .

Para colmatar o deslocamento devido à retração e fluência, que apenas ocorre num dos sentidos, o aparelho deverá ser instalado com a seguinte excentricidade:

$$ex = \frac{\delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^-}{2} = \frac{180 - 130}{2} = 25 \text{ mm}$$

Encontro E2

O encontro E2 será munido de dois aparelhos unidirecionais que permitem o deslocamento na direção longitudinal.

Carga vertical

- Cargas permanentes: $N_{CP} = 2637,390 \text{ kN}$; Adota-se $3000,000 \text{ kN}$;
- Cargas variáveis:
 - Máximo: $N_{Var,\max} = N_{SC,\max} + N_{VDT,\max} + N_{VUT,\max} = 684,831 \text{ kN}$;
Adota-se $800,000 \text{ kN}$;
 - Mínimo: $N_{Var,\min} = N_{SC,\min} + N_{VDT,\min} + N_{VUT,\min} = -177,894 \text{ kN}$;
Adota-se $-200,000 \text{ kN}$;
- Sismo:
 - Máximo: $N_{E,\max} = 135,483 \text{ kN}$; Adota-se $150,000 \text{ kN}$;
 - Mínimo: $N_{E,\min} = -135,483 \text{ kN}$; Adota-se $-150,000 \text{ kN}$.

Carga horizontal transversal

Apenas a ação sísmica solicita a direção transversal do viaduto, pelo que não são apresentados os restantes valores, que são para o efeito nulos.

- Sismo: $H_{T,E} = 14,347 \text{ kN}$; Adota-se $20,000 \text{ kN}$.

Deslocamento longitudinal

- Deslocamento máximo positivo (encurtamento):

$$\delta_{\max}^+ = \delta_{c+s} + \delta_{CP} + \delta_{SC}^+ + 0,5 \times \delta_{VUT}^+ + \delta_E^+$$

$$\delta_{\max}^+ = 58 + 8 + 3 + 0,5 \times 18 + 106 = 184 \text{ mm}$$

Adota-se 210 mm ;

- Deslocamento máximo negativo (alongamento):

$$\delta_{\max}^- = \delta_{CP} + \delta_{SC}^- + 0,5 \times \delta_{VUT}^- + \delta_E^-$$

$$\delta_{\max}^- = 8 - 3 - 0,5 \times 18 - 106 = -110 \text{ mm}$$

Adota-se -130 mm .

Para colmatar o deslocamento devido à retração e fluência, que apenas ocorre num dos sentidos, o aparelho deverá ser instalado com a seguinte excentricidade:

$$ex = \frac{\delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^-}{2} = \frac{210 - 130}{2} = 40 \text{ mm}$$

3.9.2. Juntas de dilatação

Para que a circulação de veículos possa decorrer sem problemas, é necessário recorrer a juntas de dilatação nos extremos da obra de arte. Estas juntas permitem que o tabuleiro se movimente livremente em relação aos encontros.

Encontro E1

Os deslocamentos a que a junta está sujeita apresentam-se em seguida:

- Deslocamento máximo positivo (encurtamento):

$$\delta_{\max}^+ = \delta_{c+s} + \delta_{CP} + \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ + 0,5 \times \delta_E^+$$

$$\delta_{\max}^+ = 70 + 9 + 0,5 \times 21 + 0,5 \times 106 = 143 \text{ mm}$$

Adota-se 160 mm ;

- Deslocamento máximo negativo (alongamento):

$$\delta_{\max}^- = \delta_{CP} + \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ + 0,5 \times \delta_E^+$$

$$\delta_{\max}^- = 9 - 0,5 \times 21 - 0,5 \times 106 = 54 \text{ mm}$$

Adota-se -60 mm .

Foi apenas considerado metade do deslocamento devido à ação sísmica derivado da sua baixa probabilidade de ocorrência. A junta é de fácil substituição, pelo que se admite que, em caso de ocorrência de um sismo, possa sofrer danos.

É imperativo que não ocorram choques entre o tabuleiro e o encontro, pelo que a junta deve ter a seguinte largura: $a_0 = \delta_E = 106 \text{ mm}$; Adota-se 110 mm .

Encontro E2

Os deslocamentos a que a junta está sujeita apresentam-se em seguida:

- Deslocamento máximo positivo (encurtamento):

$$\delta_{\max}^+ = \delta_{c+s} + \delta_{CP} + \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ + 0,5 \times \delta_E^+$$

$$\delta_{\max}^+ = 58 + 8 + 0,5 \times 18 + 0,5 \times 106 = 128 \text{ mm}$$

Adota-se 140 mm ;

- Deslocamento máximo negativo (alongamento):

$$\delta_{\max}^- = \delta_{CP} + \psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ + 0,5 \times \delta_E^+$$

$$\delta_{\max}^- = 8 - 0,5 \times 18 - 0,5 \times 106 = 54 \text{ mm}$$

Adota-se -60 mm .

A junta deve ter a seguinte largura: $a_0 = \delta_E = 106 \text{ mm}$; Adota-se 110 mm .

Capítulo 4

Conclusões

Ao realizar este trabalho foi possível aplicar muitas das matérias lecionadas ao longo do presente mestrado, bem como entender o que é de facto um projeto de estruturas. Para além da obrigatoriedade de respeitar as disposições e regulamentações aplicáveis, é por vezes difícil, na fase de dimensionamento, encontrar a forma inicial de um elemento ou mesmo de um modelo de funcionamento.

Para o caso particular do viaduto, verificou-se que o dimensionamento do tabuleiro é condicionado pela sobrecarga rodoviária, enquanto que o dimensionamento dos pilares é condicionado pela ação sísmica.

Como seria expectável, os resultados obtidos no estudo prévio, efetuado na unidade curricular de pontes e viadutos, com recurso a métodos simplificados, aproxima-se bastante dos obtidos neste cálculo mais rigoroso.

Bibliografia

Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas (2009).

Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão (2010).

Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico (2010).

Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos (2010).

RSA; “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” (1983).

REBAP; “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado” (1983)

Caetano, P. (2013). *Projecto de Execução de Estruturas e Fundações de uma Obra de Arte Corrente em Betão Armado e Pré-esforçado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Gorgulho, A. S. (2001). *Betão estrutural II*.

Jacinto, L. (1999). *Projecto de execução do Viaduto sobre o Vale da Ribeira do Roxo*.

Jacinto, L. (2007). *Betão estrutural III*.

Rocha, J. (2015). *Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário em Betão Armado Pré-esforçado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Anexos