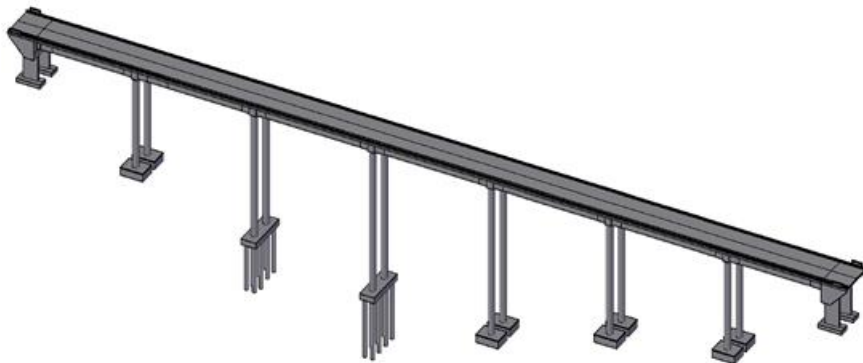




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



**Projecto de execução de um viaduto rodoviário em
betão armado e pré-esforçado**

IVO ISMAEL RODRIGUES ROSA
Licenciado (pós-Bolonha)

Trabalho de Projecto para obtenção do grau de mestre
em Engenharia Civil

Orientador:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

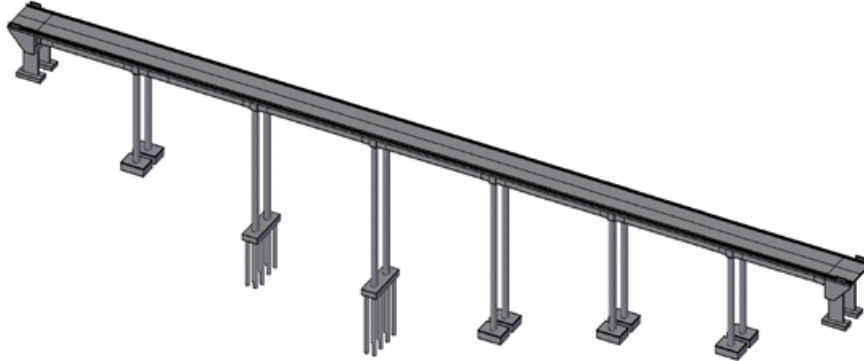
Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Mestre António Carlos Teles Sousa Gorgulho
Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Outubro de 2016



Projecto de execução de um viaduto rodoviário em betão armado e pré-esforçado

IVO ISMAEL RODRIGUES ROSA
Licenciado (pós-Bolonha)

Trabalho de Projecto 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

Outubro de 2016

RESUMO

O presente documento apresenta o Trabalho Final de Mestrado intitulado “Projecto de Execução de um viaduto rodoviário em betão armado e pré-esforçado”, e tem como finalidade a obtenção do grau de mestre (pós-Bolonha).

O trabalho consiste na elaboração do Projecto de Execução do viaduto rodoviário, que foi estudado anteriormente no âmbito da unidade curricular de “Pontes e Viadutos”, durante a qual foi efectuado o pré-dimensionamento do referido viaduto rodoviário, ou seja, foi elaborado o respectivo Estudo Prévio.

Tendo como base os cálculos expeditos efectuados para o Estudo Prévio, torna-se possível estabelecer um termo de comparação com os cálculos mais pormenorizados do Projecto de Execução a ser elaborado.

O presente trabalho é composto por peças escritas e peças desenhadas. As peças escritas são constituídas pela memória descritiva, memória justificativa e pelos anexos de cálculo. Já as peças desenhadas apresentam todos os pormenores necessários à boa execução da obra a ser realizada a partir deste Projecto de Execução.

O dimensionamento estrutural efectuado, respeita a regulamentação preconizada pelos principais regulamentos vigentes em Portugal, nomeadamente o “Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado” (REBAP), e “Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes” (RSA). Foram também consultados outros documentos de referência, nomeadamente Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1), Eurocódigo 7 (EN 1997-1) e o Eurocódigo 8 (EN 1998-5). Importa referir que os documentos mencionados apresentam informação mais detalhada em áreas mais específicas, tais como a geotecnia (EC7) e a actividade sísmica (EC8).

A análise estrutural de viaduto rodoviário a ser concebido, será realizada com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000, e o tratamento dos resultados obtidos será efectuado com recurso a folhas de cálculo elaboradas em *Excel*.

Palavras-chave: viaduto rodoviário; projecto de execução; pré-esforço; betão armado; análise estrutural; dimensionamento estrutural.

ABSTRACT

This present essay presents the master thesis entitled “Project Execution Phase of a road viaduct in armed and prestressed concrete”, with the finality of obtaining the master’s degree (post - Bologna).

This work consists on the elaboration of the Project Execution Phase of the road viaduct, which was previously studied in the scope of the course of “Bridges and Viaducts”, during which was made the pre-dimensioning of said viaduct, in other words, the Previous Study.

Based on the expeditious calculus that were made at the Previous Study, it becomes possible to establish a comparison term with the more detailed calculus that will be part of the Project Execution Phase to be elaborated.

This work is composed by written and drawn pieces. The written pieces are constituted by the descriptive report, justificatory report and calculation annexes. The drawn pieces display all the necessary details to a great execution of the refered viaduct.

The structural design to be made, respects the regulation that is advocated by the main by-laws legislated in Portugal, namely the regulation towards concrete and prestressed concrete structures (REBAP), and regulation towards action a safety criteria (RSA). There were also consulted other reference documents, namely EN 1992-1, EN 1997-1 and EN 1998-5. The mentioned documents present a more detailed substance in more specific areas, like geotechnics (EN 1997-1), and seismic action (EN 1998-1).

The structural analysis of the road viaduct to be conceived, will be made with recourse of the automatic design software SAP2000, and the results treatment will be made with recourse of Excel sheets.

Keywords: road viaduct; project execution phase; prestress; armed concrete; structural analysis; structural design.

AGRADECIMENTOS

Chegando a esta fase, são muitos os agradecimentos a serem feitos.

Primeiramente, há que mencionar todos os docentes com quem tive a oportunidade de receber aprendizagem ao longo destes dois ciclos universitários, principalmente aqueles que considero terem contribuído mais pelas suas observações mais práticas, tendo em conta a sua experiência profissional.

Um agradecimento especial ao engenheiro Luciano Jacinto, por ter aceite ser meu orientador, e por ter contribuído fortemente para que este trabalho pudesse ser o mais rigoroso possível, e também pela sua enorme disponibilidade, mesmo naqueles momentos em que esteve muito atarefado com outros assuntos a seu cargo.

Relativamente aos meus colegas, agradeço a todos aqueles que me acompanharam mais directamente, e ficam as recordações de momentos bem passados, e a amizade que espero que continue daqui em diante.

Um agradecimento especial ao meu colega André Dias, que conheci logo no primeiro dia de praxes, e com quem partilhei tarefas em muitos trabalhos de grupo, principalmente nesta fase de mestrado, e em especial durante o trabalho da unidade curricular de “Pontes e Viadutos”, onde se iniciou o estudo do viaduto rodoviário que é tratado neste trabalho. Importa mencionar o grande espírito de entreajuda que vivenciei com os meus colegas.

Agora a nível mais pessoal, há muito para agradecer e que merece ser mencionado. Um muito obrigado ao meu primo Fábio, pela sua função de cicerone quando cá aterrei, vindo da Ilha da Madeira, e também por me ter disponibilizado temporariamente um local para dormir. Outro agradecimento especial ao meu primo Ângelo, um actual engenheiro também formado por esta instituição, pela sua ajuda em momentos mais complicados, e também por me ter elucidado sobre o que é ser um aluno do ISEL. Outro agradecimento especial à minha tia Gorete, por me ter também ajudado imenso em momentos complicados, e ao meu falecido Tio Alberto um sentimento de saudade e também de agradecimento, pois o mesmo foi uma das razões que me levaram a perseguir o interesse pela construção civil.

Também tenho de agradecer fortemente o meu Tio Abreu e a minha Tia Ângela, por me terem garantido estadia ao longo destes quase sete anos. Importa mencionar o enorme carinho que recebi da Tia Ângela, e a grande aprendizagem que levo por parte do Tio Abreu. Claro que também agradeço a todos os membros da família que me foram apoiando, e que sempre se preocuparam em saber como me estava a correr este percurso académico.

Por último, e para mim o mais importante de todos os agradecimentos. Agradecimento especialíssimo aos meus pais, o César Rosa e a Solanja Rosa, eles que viveram uma nova experiência na sua vida, ao terem de viver a um avião de distância do seu filho, e que foram sempre transmitindo confiança, coragem, e também um grande sentimento de orgulho. Eu sei que para eles serei sempre o melhor engenheiro civil do mundo, mesmo nunca o sendo, mas isso será sempre um grande incentivo para que possa evoluir nesta área, e tornar-me sempre melhor ao longo dos tempos.

Um bem haja a todos, e que o ISEL continue a formar muitos e bons engenheiros!

ÍNDICE DE TEXTO

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
AGRADECIMENTOS.....	v
ÍNDICE DE TEXTO.....	vii
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	ix
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS	1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	1
2. MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA.....	3
2.1. CONDICIONANTES DO PROJECTO	3
2.1.1. Localização, directriz, rasante e perfil transversal	3
2.1.2. Geologia e fundações.....	4
2.1.3. Zonamento sísmico.....	4
2.2. CARACTERIZAÇÃO DA OBRA DE ARTE	4
2.2.1. Considerações gerais	4
2.2.2. Materiais	4
2.2.3. Tabuleiro	5
2.2.4. Pilares	6
2.2.5. Encontros.....	6
2.2.6. Fundações	7
2.3. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	7
2.3.1. Acções	7
2.3.2. Verificação da segurança.....	7
2.4. MODELOS DE CÁLCULO.....	13
2.5. PROCESSO CONSTRUTIVO	14
3. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	17
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	17
3.2. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO	17
3.3. MATERIAIS.....	18
3.4. ACÇÕES DE PROJECTO.....	19
3.4.1. Dados de dimensionamento	19
3.4.2. Acções permanentes.....	19
3.4.3. Acções variáveis.....	21
3.5. PRÉ-ESFORÇO	23
3.5.1. Traçado dos cabos de pré-esforço	23

3.5.2.	Cargas equivalentes	24
3.5.3.	Perdas de pré-esforço	27
3.6.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIRECÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO	40
3.6.1.	Influência do faseamento construtivo	40
3.6.2.	Diagramas de esforços	41
3.6.3.	Estados Limites de Utilização	47
3.6.4.	Estados limites últimos	53
3.7.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO	59
3.7.1.	Consolas laterais	62
3.7.2.	Laje intermédia	64
3.7.3.	Carlingas	66
3.8.	PILARES E SUAS FUNDAÇÕES	67
3.8.1.	Esforços actuates	68
3.8.2.	Verificação da segurança dos pilares	73
3.8.3.	Verificação da segurança das fundações dos pilares	78
3.9.	Encontros	106
3.9.1.	Acções	106
3.9.2.	Encontro E1	109
3.9.3.	Encontro E2	140
3.10.	APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO	140
3.10.1.	Aparelhos de apoio	141
3.10.2.	Juntas de dilatação	145
4.	CONCLUSÕES	147
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	149
	ANEXOS	150

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

Letras maiúsculas latinas

A – Área;

A_b – Área na ponta da estaca;

A_c – Área da secção transversal de betão;

A_{Ek} – Valor característico de um acção sísmica;

A_j – Coeficiente que tem em conta o coeficiente de fluência efectivo na direcção j ;

A_p – Área das armaduras de pré-esforço;

A_s – Área da armadura ordinária;

A_{sl} – Área lateral da estaca;

$A_{s,min}$ – Área de armadura mínima requerida numa secção;

A_{sw} – Área de armadura ordinária transversal;

A' – Área efectiva;

B – Largura; coeficiente;

B' – Largura efectiva;

CG – Centro de gravidade;

CR – Centro de rigidez;

D_c – Profundidade crítica;

E – Acção sísmica;

$E_{c,d}$ – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão;

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão;

E_d – Valor de cálculo do efeito das acções;

EI_j – Rigidez nominal segundo o eixo dos jj ;

E_p – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;

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

E_{qp} – Valor quase-permanente do efeito das acções;

E_s – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço da armadura ordinária;

E_{solo} – Módulo de elasticidade do solo;

EQU – Estado limite de equilíbrio;

F_{cd} – Valor de cálculo da força de compressão axial actuante;

F_{desl} – Força deslizante;

$F_{Ed,H}$ – Valor de cálculo da força horizontal;

$F_{Ed,V}$ – Valor de cálculo da força vertical;

F_{est} – Força estabilizante;

F_p – Força de tracção no aço das armaduras de pré-esforço;

F_s – Força de tracção nas armaduras ordinárias;

F_t – Força de tracção nas armaduras ordinárias;

G_k – Valor característico de uma acção permanente;

Hip – Hiperstático;

I – Impulso;

I_a – Impulso activo;

$I_{a,H}$ – Impulso activo horizontal;

$I_{a,V}$ – Impulso activo vertical;

I_c – Momento de inércia da secção de betão;

ISO – Isostático;

K – Rigidez;

L – Comprimento;

L_0 – Comprimento efectivo ou de encurvadura;

L' – Comprimento efectivo;

M – Momento flector;

M_0 – Momento flector de primeira ordem;

$M_{0,Ed,i,j}$ – Momento flector de primeira ordem na combinação de acções de cálculo segundo o eixo dos jj adicionado às imperfeições geométricas;

$M_{PE,fases}$ – Momento que se obtém por soma das fases construtivas, sem o efeito da fluência, para o efeito do pré-esforço;

$M_{PP,fases}$ – Momento que se obtém por soma das fases construtivas, sem o efeito da fluência, para o efeito do peso próprio

M_{derrub} – Momento flector derrubante;

M_e – Momento que o viaduto teria se fosse construído numa única fase;

M_{Ed} – Valor de cálculo do momento flector actuante;

M_{Eqp} – Valor quase-permanente do momento flector actuante;

M_{Efreq} – Valor frequente do momento flector actuante;

M_{Rd} – Valor de cálculo do momento flector resistente;

M_{est} – Momento flector estabilizante;

N – Esforço normal, carga vertical;

$N_{B,j}$ – Carga de encurvadura na direcção j baseada na rigidez nominal;

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço normal actuante;

$N_{Ed,est}$ – Valor de cálculo do esforço normal numa estaca;

$N_{E,qp}$ – Valor quase-permanente do esforço normal actuante;

N_q – Factor de capacidade resistente relativo ao peso específico do solo acima do plano de fundação; factor de profundidade;

$N_{est,i}$ – Valor do esforço normal na estaca i ;

N_γ – Factor de capacidade resistente relativo ao peso específico do solo abaixo do plano de fundação;

P – Força de pré-esforço; pressão;

P_0 – Valor da força de pré-esforço inicial;

$P_{0,a+rc}$ – Valor da força de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas;

P_∞ – Valor da força de pré-esforço a longo prazo;

$R_{b,d}$ – Valor de cálculo da capacidade resistente de ponta;

$R_{b,k}$ – Valor característico da capacidade resistente de ponta;

$R_{c,d}$ – Valor de cálculo da capacidade resistente total;

$R_{cd,estaca}$ – Valor de cálculo da capacidade resistente total de uma estaca;

$R_{cd,grupo}$ – Valor de cálculo da capacidade resistente total do grupo de estacas;

$R_{c,k}$ – Valor característico da capacidade resistente total;

$R_{s,d}$ – Valor de cálculo da capacidade resistente lateral;

$R_{s,k}$ – Valor de cálculo da capacidade resistente lateral;

T – Temperatura;

V – Esforço transverso;

V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço transverso actuante;

V_{Rd} – Valor de cálculo do esforço transverso resistente;

$V_{Rd,s}$ – Valor de cálculo do esforço transverso associado à cedência dos estribos;

$V_{Rd,máx}$ – Valor de cálculo do esforço transverso associado ao esmagamento das bielas de betão;

X – Direcção longitudinal do viaduto;

Y – Direcção transversal do viaduto.

Letras minúsculas latinas

a – Parâmetro da equação de 2º grau do cabo de pré-esforço;

a_0 – Largura;

adm – Admissível;

b – Largura, base, braço;

b_t – largura média da zona traccionada;

b_w – largura da alma de uma secção; largura da base de uma secção quadrada;

d – Altura útil;

e – Excentricidade;

$e_{i,j}$ – Excentricidade na direcção do eixo jj devido às imperfeições geométricas;

esp – Espessura;

ext – Exterior;

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 á tracção simples;
- f_{ctk} – Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples;
- f_{puk} – Valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço;
- f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras ordinárias;
- h – Altura;
- h_0 – Espessura equivalente de uma secção;
- i – Ângulo que o solo suportado faz com a horizontal;
- i_j – Raio de giração de uma secção segundo o eixo jj ;
- ind* – Individual;
- inf* – Inferior;
- int* – Interior;
- i_q – Factor de inclinação da carga relativo ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;
- i_γ – Factor de inclinação da carga relativo ao peso volúmico do solo abaixo do plano de fundação;
- k – Coeficiente; factor; desvio angular unitário;
- m – Factor;
- máx* – Máximo;
- méd* – Médio;
- mín* – Mínimo;
- n – Número;
- n_N – Esforço normal reduzido;
- q_0 – Tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;
- q_b – Pressão resistente de ponta;
- q_{Rd} – Valor de cálculo da capacidade resistente do solo;
- q_s – Pressão resistente lateral;
- $r_{m,j}$ – Razão dos momentos segundo o eixo jj ;
- s_q – Factor de geometria da sapata, em planta, relativo ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;
- sup* – Superior;
- s_γ – Factor de geometria da sapata, em planta, relativo ao peso volúmico do solo abaixo do plano de fundação;
- rec* – Recobrimento;
- t – Tempo; Comprimento elástico de uma estaca;
- t_0 – Idade do betão, em dias, à data do carregamento;
- $t_{\infty,d}$ – Idade do betão, em dias, ao tempo infinito;

$t_{\infty, h}$ – Idade do betão, em horas, ao tempo infinito;

tab – Tabuleiro;

v – Distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade da secção;

v_{inf} – Distância entre a fibra inferior e o centro de gravidade da secção;

v_{sup} – Distância entre a fibra superior e o centro de gravidade da secção;

x – Coordenada; direcção longitudinal do viaduto;

y – Coordenada; direcção transversal do viaduto;

z – Profundidade; braço do binário das forças interiores.

Letras gregas

α – Coeficiente; ângulo;

α_0 – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão na secção;

β – Coeficiente; ângulo;

γ_{cE} – Coeficiente parcial relativo ao módulo de elasticidade do betão;

γ_G – Coeficiente parcial relativo às acções permanentes;

γ_P – Coeficiente parcial relativo às acções devidas ao pré-esforço;

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às acções variáveis;

γ_{ϕ} – Coeficiente parcial de segurança relativo ao ângulo de atrito do solo;

ΔT – Variação de temperatura equivalente;

$\Delta\sigma_{p0,c}$ – Valor da perda de tensão de pré-esforço por 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 do aço;

$\Delta\sigma_{pt,s}$ – Valor da perda de tensão de pré-esforço devido à retracção do betão;

$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ – Valor da perda de tensão de pré-esforço devido aos efeitos diferidos;

δ – Valor do deslocamento; ângulo;

δ_{c+s} – Valor do deslocamento devido aos efeitos diferidos de fluência e retracção;

δ_d – Valor de cálculo do ângulo de atrito no contacto solo-estaca;

δ_r – Valor da reentrada das cunhas;

δ'_d – Valor de cálculo do ângulo de atrito muro-solo do tardo;

ϵ_{cc} – Extensão total de fluência;

ϵ_{cs} – Extensão total de retracção;

λ – Alcance das perdas por reentrada das cunhas; coeficiente de esbelteza;

λ_{lim} – Esbelteza limite;

μ – Coeficiente; coeficiente de atrito; perímetro.

η – Coeficiente de redução sísmica;

η_g – Factor do efeito de grupo de estacas;

ξ – Coeficiente de amortecimento;

- ξ_3 – Coeficiente de correlação para valores médios de capacidade resistente, calculado em estacas moldadas;
- ξ_4 – Coeficiente de correlação para valores mínimos de capacidade resistente, calculado em estacas moldadas;
- ρ – Factor de relaxação;
- ρ_s – Taxa geométrica de armaduras;
- ρ_{1000} – Valor da perda por relaxação (%), 1000 horas após a aplicação do pré-esforço e a uma temperatura média de 20 °C;
- σ – Tensão;
- σ_c – Tensão de compressão no betão;
- $\sigma_{c;a+rc}$ – Tensão de compressão no betão após perdas por atrito e por reentrada das cunhas;
- σ_{inf} – Tensão aplicada na fibra inferior de uma secção;
- σ_H – Tensão devido à excentricidade de uma força horizontal;
- σ_N – Tensão normal;
- σ_P – Tensão no aço de pré-esforço;
- σ_{P0} – Valor da tensão de pré-esforço inicial;
- $\sigma_{P0,a}$ – Valor da tensão de pré-esforço após perdas por atrito;
- $\sigma_{P0,a+rc}$ – Valor da tensão de pré-esforço após perdas por atrito e reentradas das cunhas;
- $\sigma_{P0'}$ – Tensão de esticamento dos cabos de pré-esforço;
- $\sigma_{P\infty}$ – Valor da tensão de pré-esforço a longo prazo;
- σ_{sup} – Tensão aplicada na fibra superior de uma secção;
- $\sigma_{V,máx}$ – Valor de cálculo da tensão efectiva vertical máxima;
- $\sigma_{V,méd}$ – Valor de cálculo da tensão efectiva vertical média;
- θ – Coeficiente; inclinação; ângulo;
- θ_0 – Valor básico;
- ϕ – Diâmetro;
- ϕ_{adop} – Diâmetro adoptado;
- ϕ' – Ângulo de atrito do solo;
- ϕ_d' – Valor de cálculo do ângulo de atrito do solo;
- φ – Coeficiente de fluência; ângulo; coeficiente;
- ψ – Coeficiente de redução; ângulo; coeficiente;
- γ_{BA} – Valor de cálculo do peso específico do betão armado;
- γ_d – Valor de cálculo do peso específico;
- Γ_1 – Tensão 1 do quadro VI do REBAP;
- ω – Taxa mecânica de armadura
- ν – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

Siglas

CP – Cargas permanentes;

EC – Eurocódigo;

ELU – Estado limite último;

ELU $_{t}$ – Estado limite de utilização;

EN – Norma Europeia;

F.S. – Factor de segurança;

HL – Horizontal longitudinal;

HR – Humidade relativa;

HT – Horizontal transversal;

PE – Pré-esforço;

PP – Peso próprio;

RCP – Restantes cargas permanentes;

REBAP – Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado;

RSA – Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes;

SC – Sobrecarga;

SCC – Sobrecarga concentrada;

SCU – Sobrecarga uniforme;

VDT – Variação diferencial de temperatura;

VUT – Variação uniforme de temperatura.

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

O presente documento diz respeito à elaboração da memória descritiva e justificativa, referente ao “Projecto de Execução de um Viaduto Rodoviário em Betão Armado e Pré-esforçado”, tema escolhido para realização do Trabalho Final de Mestrado.

1.2. OBJECTIVOS

O presente documento consiste na elaboração do Projecto de Execução do viaduto estudado a nível de Estudo Prévio na unidade curricular de Pontes e Viadutos.

Este Projecto de Execução vai permitir o dimensionamento mais completo e pormenorizado do viaduto rodoviário em estudo, comparativamente com os cálculos mais expeditos que foram realizados a nível de Estudo Prévio.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho será estruturado por forma a dividir os capítulos, tendo em conta a sua importância para o Projecto de Execução. Numa primeira fase, será abordado o capítulo referente à memória descritiva, e depois será abordado o capítulo referente aos cálculos justificativos. No capítulo referente à memória descritiva, serão apresentadas as soluções estruturais definidas para a realização da obra de arte, os materiais a ser utilizados, as acções e combinações aplicadas no dimensionamento, e verificação da segurança. Já no capítulo referente aos cálculos justificativos, serão descritas as metodologias de cálculo a ser utilizadas, assim como o processo construtivo a implementar na construção da obra de arte.

Por último, serão apresentados todos os anexos de cálculo, assim como as peças desenhadas, que serão essenciais para dar corpo à obra de arte.

2. MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

2.1. CONDICIONANTES DO PROJECTO

O viaduto rodoviário em estudo, pertence à classe I de pontes, e foi desenvolvido tendo em conta as condicionantes existentes, tanto no que diz respeito ao sistema viário previamente projectado, assim como as condições geotécnicas do terreno, e obstáculos físicos presentes.

2.1.1. Localização, directriz, rasante e perfil transversal

A presente obra de arte desenvolve-se entre os quilómetros km 0+917,11 e km 1+214,11 numa extensão de 297 metros.

De seguida, apresenta-se o desenvolvimento da directriz em planta, que segue um alinhamento recto.

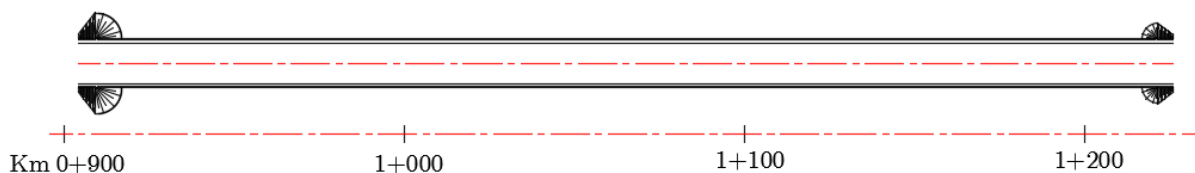


Figura 2.1 – Viaduto em planta

De seguida, apresenta-se o desenvolvimento do viaduto em perfil, cuja rasante apresenta um tranel descendente com 2% de inclinação, em todo o desenvolvimento do viaduto.

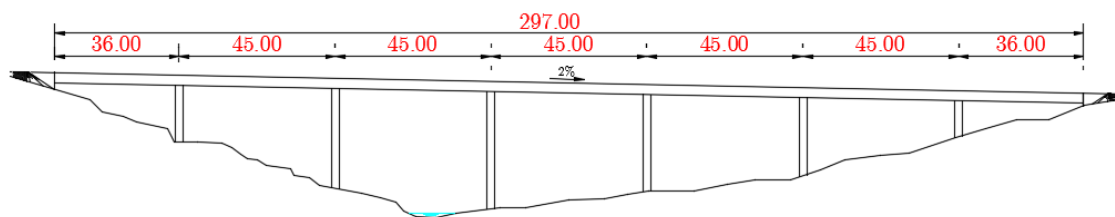


Figura 2.2 – Viaduto em perfil

De seguida apresenta-se o perfil transversal tipo do viaduto.

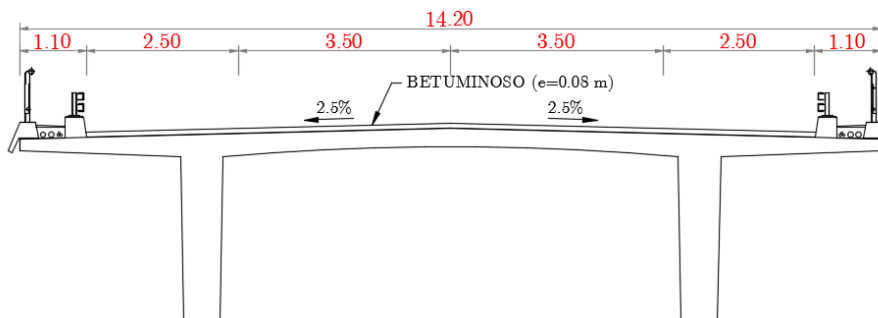


Figura 2.3 – Perfil transversal tipo do viaduto

O perfil transversal é constituído por duas vias de tráfego, uma para cada sentido, com 3,5 metros de largura. As bermas têm 2,5 metros de largura, e os passeios 1,10 metros de largura. No seu conjunto, o perfil transversal tipo apresenta no total 14,20 metros de largura, e apresenta uma inclinação transversal de 2,5%, para os dois lados da faixa de rodagem.

2.1.2. Geologia e fundações

O solo é constituído por três estratos sendo o primeiro composto por terra vegetal de cobertura, o segundo por siltes e saibros muito alterados e por fim granitos pouco alterados a sãos. Para verificar a resistência do terreno foram realizados ensaios SPT, verificando-se que, para o primeiro estrato o índice de resistência à penetração (NSPT) é inferior a vinte, para a camada litológica seguinte o valor está compreendido entre vinte e quarenta, por fim, para o estrato composto por granito o NSPT é superior a sessenta. Analisando as condições geotécnicas do terreno intersectado pelo viaduto, prevê-se a execução de fundações directas por intermédio de sapatas em betão armado, em praticamente toda a extensão do viaduto, excepto nas proximidades do nível máximo de cheia, onde serão executadas estacas em betão armado.

2.1.3. Zonamento sísmico

O presente viaduto rodoviário está localizado na zona sísmica A do RSA. O estudo da acção sísmica é efectuado com recurso aos espectros de resposta, para os dois tipos de acção sísmica, tal como preconizado no RSA.

2.2. CARACTERIZAÇÃO DA OBRA DE ARTE

2.2.1. Considerações gerais

Na definição da solução adoptada para o viaduto rodoviário em estudo, procurou-se uma solução estrutural que respeitasse os condicionamentos impostos pelo projecto viário, e que garantisse um melhor benefício em termos construtivos e económicos.

O tabuleiro do viaduto rodoviário é constituído por sete tramos, sendo que os tramos extremos apresentam um comprimento de 36 metros, e os tramos correntes apresentam um comprimento de 45 metros, totalizando um comprimento de 297 metros.

Este é suportado por encontros nas extremidades e por seis alinhamentos duplos de pilares. Os encontros são tipo perdido, escolha que teve em consideração uma melhor integração com o meio ambiente, assim como a paisagem.

2.2.2. Materiais

O viaduto rodoviário em estudo será constituído por betão armado, e de seguida apresentam-se as especificações dos betões a utilizar em obra, de acordo com a NP EN206-1.

- Regularização: NP EN206-1:C16/20.X0.D_{máx}.25.S3
- Enchimentos: NP EN206-1:C20/25.XC2(P).C10,40.D_{máx}.25.S3

- Encontros
 - Fundações: NP EN206-1:C30/37.XC2(P).Cl0,40.D_{máx}.25.S3
 - Elevação: NP EN206-1:C30/37.XC4(P).Cl0,40.D_{máx}.25.S3
 - Lajes de transição: NP EN206-1:C30/37.XC2(P).Cl0,40.D_{máx}.25.S3
- Pilares
 - Fundações: NP EN206-1:C30/37.XC2(P).Cl0,40.D_{máx}.25.S3
 - Elevação: NP EN206-1:C35/45.XC4(P).Cl0,40.D_{máx}.25.S3
- Tabuleiro: NP EN206-1:C35/45.XC4(P).Cl0,20.D_{máx}.25.S3

Relativamente aos aços, as armaduras do tipo passivo serão do tipo A500 NR, e o aço de pré-esforço será do tipo Y1860 S7.

2.2.3. Tabuleiro

O tabuleiro que constitui o viaduto rodoviário a ser concebido, apresenta uma secção em “pi”, com duas almas de largura variável entre a secção de apoio e a secção corrente, e um banzo superior. Este tipo de secção destaca-se por ser mais económica, mas apresenta reduzida rigidez de torção.

A secção transversal corrente do tabuleiro já foi atrás ilustrada (figura 2.3), portanto, de seguida apresentam-se as restantes secções transversais no apoio, e junto aos encontros.

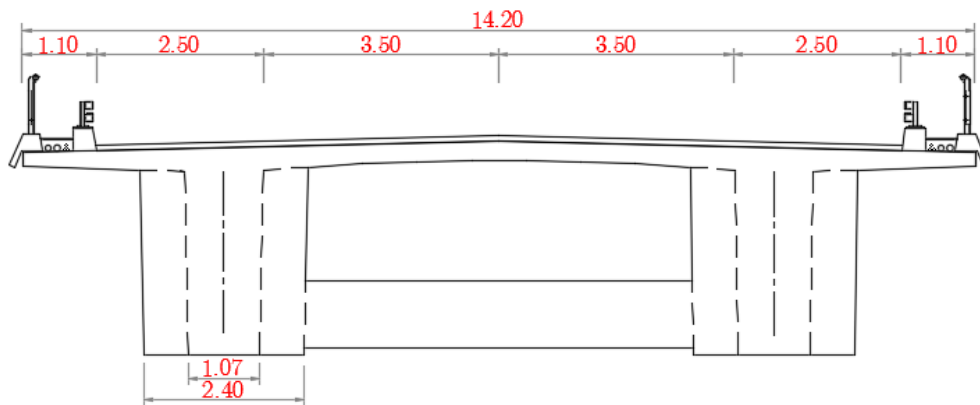


Figura 2.4 – Secção transversal no apoio

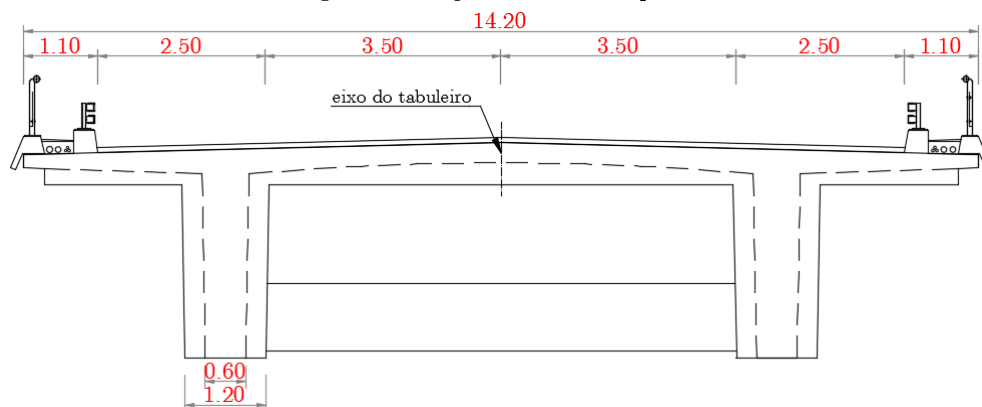


Figura 2.5 – Secção transversal junto aos encontros

As figuras anteriores ilustram a referida variação da largura das duas almas da secção em “pi”, e também apresentam a existência de carlingas nestas mesmas secções.

Importante também referir que, todo o tabuleiro será provido de um sistema de drenagem, que garanta a segurança do fluxo rodoviário (evitando, por exemplo, o fenómeno de aquaplanagem).

2.2.4. Pilares

Tal como já foi mencionado anteriormente, o viaduto é constituído por seis alinhamentos duplos de pilares, com secção circular de 2,20 metros de diâmetro.

Relativamente à ligação destes ao tabuleiro, os pilares P1 e P6 são apoiados fixamente (ligação rotulada), e os pilares P2 a P5 têm ligação monolítica.

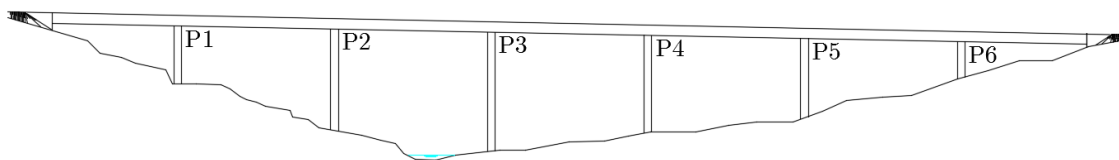


Figura 2.6 – Pilares constituintes do viaduto

Os pilares têm altura variável, e essas alturas estão descritas na tabela seguinte.

Tabela 2.1 – Altura dos pilares

Pilar	h (m)
P1	24
P2	33
P3	38
P4	40
P5	30
P6	20

2.2.5. Encontros

O viaduto a ser concebido, apresenta dois encontros do tipo perdido. Estes encontros têm como objectivo servir de apoio ao tabuleiro, assim como servir de estruturas de suporte de terras. Este tipo de encontro traz algumas vantagens, tais como, economia e garante uma melhor integração com o meio ambiente.

Ambos os encontros apresentam 13,00 metros de altura.

2.2.6. Fundações

As fundações dos encontros e dos pilares P1, P4, P5 e P6 são directas, por intermédio de sapatas de betão armado. Já os pilares P2 e P3 apresentam fundações do tipo indirectas, por intermédio de estacas moldadas no terreno. As fundações dos encontros apresentam uma secção em planta de 9,00 x 4,00 m² e 1,00 metros de altura, já relativamente aos pilares, cada alinhamento apresenta duas sapatas, uma para cada pilar do alinhamento, e apresentam uma secção de 8,50 x 6,20 m² e 3,00 metros de altura.

Relativamente às fundações indirectas, estas apresentam oito estacas agrupadas num maciço de encabeçamento, com uma secção em planta de 16,20 x 5,60 m² e 2,50 metros de altura.

2.3. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

2.3.1. Acções

Como acções permanentes foram considerados: peso próprio da estrutura, restantes cargas permanentes, pré-esforço, e efeitos diferidos de retracção e fluência do betão.

Já como acções variáveis foram considerados: sobrecarga rodoviária linear e uniforme, sobrecarga pedonal, veículo tipo, variação uniforme de temperatura, variação diferencial de temperatura e acção dos sismos.

2.3.2. Verificação da segurança

Para a verificação da segurança do presente viaduto, foram tidas em consideração várias normas. No que diz respeito às acções, combinações e critérios a ter em conta por forma a garantir a segurança da estrutura, foi seguido o RSA.

Para o dimensionamento e cálculo estrutural, foram seguidos os Eurocódigos EC2-1, EC7-1 e EC8-5, este último para ter em conta a acção sísmica. Para a análise do tabuleiro, foram consideradas as situações mais desfavoráveis para os estados limites últimos (ELU) e para os estados limites de utilização (ELUtil).

Já relativamente à verificação da segurança dos pilares, considerou-se o estado limite de flexão composta com efeitos de segunda ordem, assim como o estado limite último de esforço transversal. Finalmente para os encontros do tabuleiro do viaduto considerou-se o estado limite último de resistência do solo (GEO), e analisou-se a estabilidade global aos estados limites últimos de equilíbrio (EQU).

2.3.2.1. Estados limites de utilização

Para o presente viaduto serão estudados três tipos de estados limites de utilização, a saber:

- Estado limite de descompressão;

- Estado limite de largura de fendas;
- Estado limite de deformação.

Para a verificação da segurança ao estado limite de descompressão será efectuada a combinação quase-permanente de acções, e para os estados limites de largura de fendas e deformação será efectuada a combinação frequente de acções. De seguida apresentam-se as combinações que foram efectuadas para os estados limites referidos, e também a combinação rara de acções, que será utilizada para o cálculo das forças actuantes nos aparelhos de apoio.

➤ **Combinação quase-permanente de acções**

$$S_{QP} = \sum_{j=1}^m G_{jk} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{ik} \quad (2.1)$$

Em que:

- G_{jk} → Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;
 Q_{ik} → Esforço resultante de uma acção variável, tomada com o seu valor característico;
 → Coeficiente de redução, correspondente à acção variável de ordem i.

➤ **Combinação frequente de acções**

$$S_{freq} = \sum_{j=1}^m G_{jk} + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{ik} \quad (2.2)$$

Em que:

- G_{jk} → Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;
 Q_{1k} → Esforço resultante de uma acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
 Q_{1k} → Esforço resultante de uma acção variável acompanhante da acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico
 ψ_{11} → Coeficiente de redução de 1ª ordem;
 ψ_{2i} → Coeficiente de redução de 2ª ordem, correspondente à acção variável de ordem i.

➤ **Combinação rara de acções**

$$S_{freq} = \sum_{j=1}^m G_{jk} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{1,i} \cdot Q_{ik} \quad (2.3)$$

Em que:

- G_{jk} → Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;
 Q_{1k} → Esforço resultante de uma acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
 Q_{1k} → Esforço resultante de uma acção variável acompanhante da acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico

$\psi_{1,i}$ → Coeficiente de redução de 1ª ordem, correspondente à acção variável de ordem i . (utiliza-se $\psi_{2,i}$, caso a acção variável base seja a sísmica)

2.3.2.2. Estados limites últimos

A verificação da segurança aos estados limites últimos segue a condição preconizada pelo REBAP, e que é demonstrada de seguida.

$$E_d \leq R_d \quad (2.4)$$

Em que:

E_d → Valor de cálculo dos esforços actuantes;

R_d → Valor de cálculo dos esforços resistentes.

Estado limite último de flexão:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (2.5)$$

Em que:

M_{Ed} → Valor de cálculo dos momentos flectores actuantes;

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

Estado limite último de esforço transverso:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (2.6)$$

Em que:

V_{Ed} → Valor de cálculo do esforço transverso actuante;

V_{Rd} → Valor de cálculo do esforço transverso resistente.

➤ Combinações efectuadas

Através da regulamentação preconizada pelo RSA, a combinação de acções a utilizar para a verificação da segurança aos estados limites últimos de flexão e de esforço transverso, é a combinação fundamental de acções.

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Qj} \cdot G_{jk} + \gamma_P \cdot E_{pk} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{ik} \quad (2.7)$$

Em que:

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

E_{pk} → Esforço resultante da acção de pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

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

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

- γ_{Gj} → Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;
- γ_P → Coeficiente de segurança relativo às acções do pré-esforço;
- γ_{Q1}, γ_{Qi} → Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;
- $\psi_{0,i}$ → Coeficiente de redução, correspondente à acção variável de ordem i.

Relativamente à verificação da segurança dos pilares, encontros e fundações do presente viaduto foram utilizadas a combinação fundamental e a combinação sísmica. Esta combinação é apresentada de seguida.

$$S_d = \sum_{j=1}^m G_{jk} + E_{pk} + \gamma_Q \cdot A_{Ek} + \sum_{i=2}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{ik} \quad (2.8)$$

Em que:

- G_{jk} → Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;
- E_{pk} → Esforço resultante da acção de pré-esforço, tomada com o seu valor característico;
- A_{Ek} → Esforço resultante da acção sísmica, considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
- Q_{ik} → Esforço resultante de uma acção variável acompanhante da acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
- γ_Q → Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;
- $\psi_{2,i}$ → Coeficiente de redução de 2ª ordem, correspondente à acção variável de ordem i.

2.3.2.3. Coeficientes parciais de segurança e coeficientes de redução

2.3.2.3.1. Coeficientes parciais de segurança

Os coeficientes parciais de segurança utilizados nas combinações acima descritas, são apresentados de seguida.

Importa realçar que são utilizados coeficientes para dois tipos de dimensionamento, sendo estes o dimensionamento estrutural e o dimensionamento geotécnico.

➤ Dimensionamento estrutural (STR)

Tabela 2.2 – Coeficientes parciais de segurança das acções, para o dimensionamento estrutural

Tipo de acções	γ	Efeito desfavorável	Efeito favorável
Acções Permanentes	γ_G	1,35 (PP)	1,00
		1,5 (RCP)	
Pré-esforço	γ_P	1,20	
Acções Variáveis	γ_Q	1,50	0,00

➤ **Dimensionamento geotécnico (EQU; GEO)**

Tabela 2.3 - Coeficientes parciais de segurança das acções, para o dimensionamento geotécnico

Acção		γ	EQU	GEO	
			A_{EQU}	A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,10	1,35	1,00
	Favorável		0,90	1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00	0,00
Sismo	Desfavorável	$\gamma_{Q,E}$	1,50	1,50	1,50
	Favorável		0,00	0,00	0,00

De seguida apresentam-se os coeficientes de segurança que afectam as propriedades do solo.

Tabela 2.4 – Coeficientes parciais de segurança que afectam as propriedades do solo

Propriedade do solo	γ	Geral		Sismo	
		M1	M2	$M_{E,EQU}$	$M_{E,GEO}$
Ângulo de atrito	γ_{ϕ}	1,00	1,25	1,25	1,10
Peso volúmico	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Visto que se optou pela execução de estacas moldadas, importa também apresentar-se os coeficientes de segurança que afectam a resistência do solo.

Tabela 2.5 – Coeficientes parciais de segurança que afectam a resistência do solo, para estacas moldadas

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto	
		R1	R4
De ponta	γ_b	1,25	1,60
Lateral (compressão)	γ_s	1,00	1,30
Total/combinada (compressão)	γ_t	1,15	1,50

Importa também referir-se as combinações de coeficientes a ser estudadas, para dois casos distintos. O primeiro caso é quando se trata de uma combinação cuja acção variável base não seja a sísmica, e o segundo caso é quando se trata de uma combinação cuja acção variável base é a sísmica.

Combinação cuja acção variável base não é a sísmica (abordagem de cálculo tipo I)

I. Estado limite último de equilíbrio (EQU)

$$A_{EQU} + M2 + R1$$

II. Estado limite último de rotura do solo (GEO)

a) Caso geral

– Combinação 1: $A1 + M1 + R1$

– Combinação 2: $A2 + M2 + R1$

b) Estacas

– Combinação 1: $A1 + M1 + R1$

– Combinação 2: $A2 + M1 + R4$

Combinação cuja acção variável base é a sísmica

Quando a acção sísmica é a acção variável base da combinação, os coeficientes parciais de segurança seguem a regulamentação preconizada pelo EC8-5, e apresentam-se de seguida.

I. Estado limite último de equilíbrio (EQU)

$$A + M_{E,EQU} + R1$$

II. Estado limite último de rotura do solo (GEO)

$$A + M_{E,GEO} + R1$$

2.3.2.3.2. Coeficientes de redução

Tabela 2.6 – Coeficientes de redução

Acção Variável	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
VUT	0,60	0,50	0,30
VDT	0,60	0,50	0,30
Sismo	0,00	0,00	0,00
SC	0,60	0,40	0,20
			0 (Acção Base: Sismo)

2.4. MODELOS DE CÁLCULO

Para se efectuar uma análise completa do presente viaduto, elaboraram-se três tipos de modelos de cálculo, através da ferramenta de cálculo automático SAP2000.

De seguida descrevem-se os três modelos de cálculo que foram adoptados para se efectuar a análise estrutural do presente viaduto.

➤ Modelo de cálculo para análise longitudinal

Este modelo de cálculo foi concebido para se efectuar o dimensionamento do tabuleiro do viaduto, na direcção longitudinal. De seguida ilustra-se o modelo de cálculo adoptado.



Figura 2.7 – Modelo de cálculo para análise longitudinal

É possível verificar-se que o tabuleiro do viaduto foi modelado como uma viga contínua, apoiada fixamente na secção dos encontros, e com apoio móvel na secção dos pilares.

Neste modelo são aplicados o peso próprio do tabuleiro, o pré-esforço, restantes cargas permanentes, sobrecargas longitudinais e variação diferencial de temperatura.

➤ Modelo de cálculo para análise transversal

Este modelo de cálculo foi concebido para se efectuar o dimensionamento do tabuleiro do viaduto, na direcção transversal.

Para a concepção deste modelo de cálculo, foi construído um vão com 45,00 metros de comprimento (vão corrente), através de elementos finitos com malhas de $0,50 \times 0,50 \text{ m}^2$.

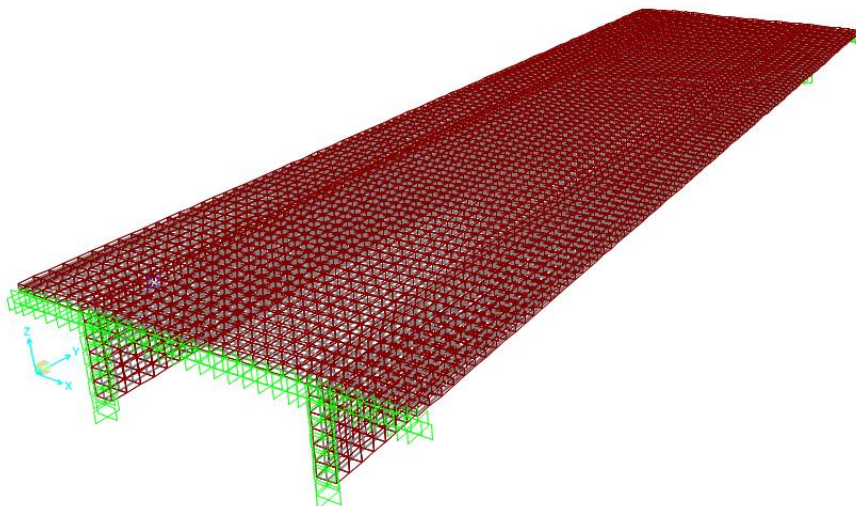


Figura 2.8 – Modelo de cálculo para análise transversal

É possível verificar-se que o modelo é encastrado nas extremidades, isto porque se considera que existe uma simetria aproximada dos momentos flectores nas secções do tabuleiro acima dos pilares.

Neste modelo são aplicados o peso próprio do tabuleiro, restantes cargas permanentes, acção do veículo e sobrecargas nos passeios.

➤ **Modelo de cálculo para análise sísmica**

Trata-se de um modelo de cálculo tridimensional, concebido para se efectuar o dimensionamento dos pilares, encontros e suas fundações.

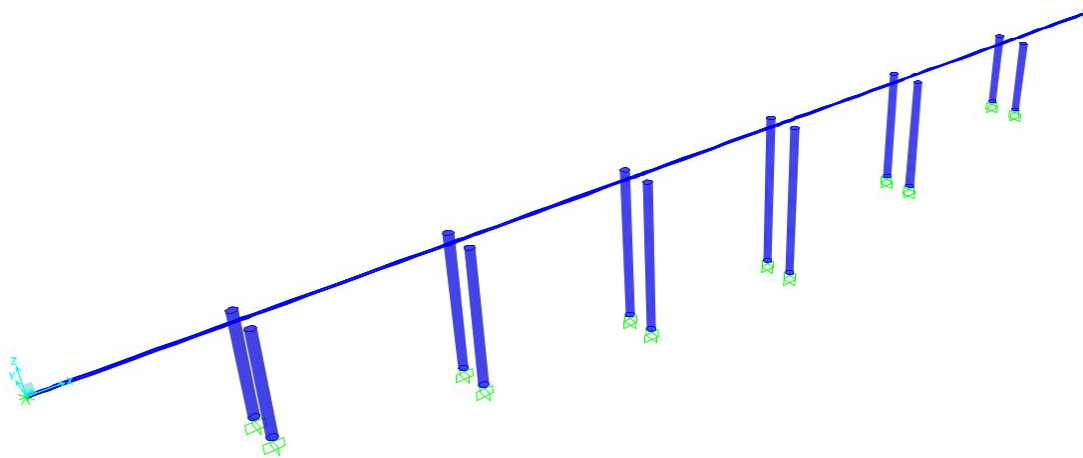


Figura 2.9 – Modelo de cálculo para análise sísmica

Como é possível observar-se, tanto o tabuleiro como os pilares são modelados como elementos de barra, sendo que os pilares são acoplados ao tabuleiro através da ferramenta “*constraints*”, com as devidas restrições correspondentes ao tipo de ligação.

Neste modelo são aplicados o peso próprio da estrutura, pré-esforço, restantes cargas permanentes, sobrecargas longitudinais, variação diferencial de temperatura e variação uniforme de temperatura.

2.5. PROCESSO CONSTRUTIVO

Para o presente viaduto preconiza-se a adopção do método de construção tramo a tramo pelas seguintes razões:

- Altura de rasante moderada, altura máxima de aproximadamente 40 metros;
- Tramos de 45 metros, sendo aconselhável a utilização deste método para tramos até 50 metros;
- Admite-se que existem equipamentos disponíveis de obras anteriores.

Dentro deste tipo de processo de execução existem variantes. Como a utilização de cimbra apoiado no solo ou cimbra auto-lançável. A utilização de cimbres móveis justifica-se

quando não é viável executar cavaletes apoiados no solo, seja porque a rasante se desenvolve a grande altura, ou porque as condições locais (geotecnia, vias atravessadas, rios, ambiente, etc.) não o permitam ou não seja aconselhável.

Neste caso a solução requer uma combinação dos dois métodos, utilizando-se cavaletes apoiados no solo para a execução do tramo extremo junto ao encontro E1, tramo esse com 36 metros de comprimento e altura relativamente baixa, com 20 metros no máximo. Para os restantes seis tramos será adoptado o processo com cimbra móvel, pois as alturas aumentam e existem constrangimentos, nomeadamente um curso de água.

O faseamento construtivo é ilustrado nas peças desenhadas correspondentes ao processo construtivo.

É de salientar que a utilização deste processo construtivo requer uma especial atenção ao aumento dos momentos negativos nos apoios, a longo prazo, comparativamente com os momentos que se verificam logo após o final da construção.

Se na fase de construção não houver problemas no vão, também não deverão surgir problemas a longo prazo. Contrariamente, nos apoios devem ser tomadas precauções para acções futuras, como deixar negativos para um eventual aumento de pré-esforço.

3. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A verificação da segurança do viaduto rodoviário foi realizada de acordo com a regulamentação imposta pelo RSA e REBAP, assim como nas normas europeias EC2, EC7 e EC8.

Nos seguintes capítulos serão apresentados os cálculos justificativos que foram elaborados para a presente verificação da segurança.

3.2. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO

O tabuleiro do viaduto rodoviário em estudo apresenta uma secção em “pi”, composta por um banzo superior e duas almas longitudinais. Tendo em conta que nas zonas de apoio (devido à necessidade de nas fibras inferiores terem de resistir a maiores esforços de compressão) a secção do tabuleiro é maior, então desde a secção corrente até essas referidas zonas temos uma secção transversal variável, que é ilustrada na figura seguinte.

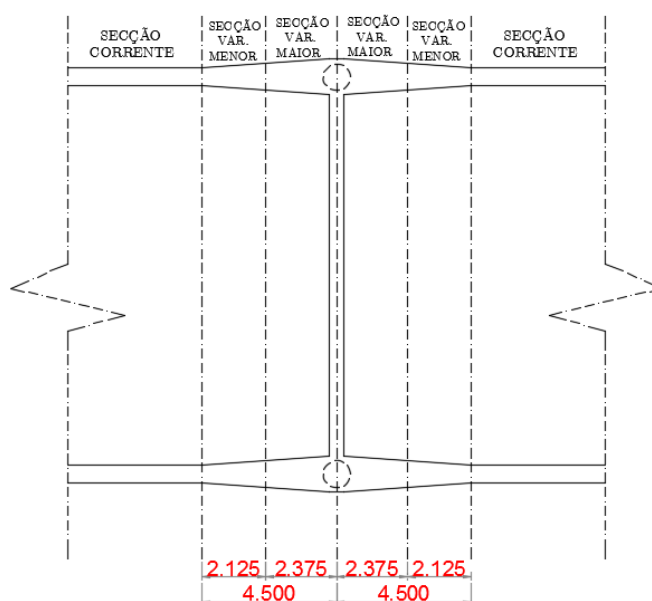


Figura 3.1 – Variação da secção transversal, e designação das diferentes secções consideradas

Através da ilustração anterior, é possível verificar-se que existem, a partir da zona do apoio (pilares e encontros) até à distância de 2,375 metros, as secções variáveis maiores e, até à distância de 4,50 metros existem as secções variáveis menores. Já entre as referidas secções, localiza-se a secção corrente do tabuleiro.

Importa referir que as designações atribuídas às secções referidas, têm a ver com a largura da alma. Na secção corrente temos uma largura da alma de 0,60 metros, e na zona do apoio temos uma largura de 1,20 metros, logo a largura varia até esse valor.

Para efeitos de modelação, considerou-se as larguras das secções variáveis referidas, com o valor da largura média entre os pontos que definem essas secções.

De seguida apresentam-se as propriedades geométricas de cada secção, que explicitam o que foi aqui mencionado.

Tabela 3.1 – Propriedades geométricas da secção transversal do tabuleiro

Propriedades	Secção corrente	Secção Var. Menor	Secção Var. Maior
Área [m ²]	7,792	8,608	10,243
Inércia [m ⁴]	6,821	7,893	9,767
Perímetro [m]	39,483	39,500	39,532
v_{sup} [m]	0,968	0,968	0,968
v_{inf} [m]	2,032	2,032	2,032

3.3. MATERIAIS

De seguida, apresentam-se as propriedades da cada tipo de betão, a considerar para cada elemento correspondente.

Tabela 3.2 – Propriedades do betão

Betão	Classe de betão	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{ctk} [MPa]	E_{cm} [GPa]	ϵ_c [%]
Regularização	C 16/20	16,000	10,667	24,000	1,900	1,300	29,000	3,500
Encontros e fundações	C 30/37	30,000	20,000	38,000	2,900	2,000	33,000	3,500
Pilares e tabuleiro	C 35/45	35,000	23,333	43,000	3,200	2,200	34,000	3,500

Relativamente aos aços, foram utilizadas armaduras ordinárias e aço de pré-esforço.

De seguida apresenta-se as propriedades das armaduras ordinárias.

Tabela 3.3 – Propriedades das armaduras ordinárias

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

Restam as propriedades do aço de pré-esforço.

Tabela 3.4 – Propriedades do aço de pré-esforço

Aço	Classe de aço	f_{puk} [MPa]	f_{pyd} [MPa]	E_p [MPa]	ϵ_{pyd} [‰]
Pré-esforço	Y1860 S7	1860,000	1395,000	195,000	7,154

3.4. ACÇÕES DE PROJECTO

Para os elementos condicionantes foi verificada a segurança aos estados limites de utilização, e aos estados limites últimos de resistência, de acordo com a regulamentação acima mencionada.

3.4.1. Dados de dimensionamento

Para a quantificação das acções actantes na estrutura, são necessários os seguintes dados para aplicação da regulamentação do RSA:

- Classe de ponte: I;
- Zona sísmica: A;
- Vento: zona B e rugosidade aerodinâmica tipo II.

3.4.2. Acções permanentes

Este é um tipo de acção, cujo valor é aproximadamente constante, apresentando pequena variação durante o período de vida útil da estrutura.

Para o viaduto rodoviário em estudo, as acções permanentes consideradas foram: peso próprio (PP), restante carga permanente (RCP), pré-esforço (PE) e efeitos diferidos (fluência, retracção e relaxação).

I. Peso próprio da estrutura

O valor do peso próprio estrutural é determinado tendo em conta as características geométricas do tabuleiro, nas várias secções determinadas ao longo de cada vão do viaduto, tal como foi descrito e ilustrado anteriormente.

De referir que o peso específico do betão considerado foi de 25 kN/m³.

De seguida apresenta-se o valor do peso próprio de cada secção.

Tabela 3.5 – Quantificação do peso próprio para cada secção considerada

Acção	Secção corrente	Secção Var. Menor	Secção Var. Maior
PP [kN/m]	194,803	215,193	256,065

II. Restantes cargas permanentes

As restantes cargas permanentes são quantificadas pelo peso dos elementos não estruturais.

De seguida, apresenta-se a quantificação das restantes cargas permanentes.

Tabela 3.6 – Quantificação das restantes cargas permanentes

Elemento	Peso específico [kN/m ³]	Área [m ²]	Carga [kN/m]
Viga de bordadura (VB)	25,000	0,100	2,500
Guarda-corpos (GC)	-	-	1,000
Enchimento do passeio (EP)	24,000	0,093	2,232
Lancil (L)	25,000	0,113	2,825
Guarda de segurança (GS)	-	-	1,000
Tapete betuminoso	24,000	0,961	23,071
RCP	-	-	32,628

De seguida apresenta-se um esquema, que ilustra a localização dos elementos não estruturais que compõem as restantes cargas permanentes, na secção transversal corrente do tabuleiro.

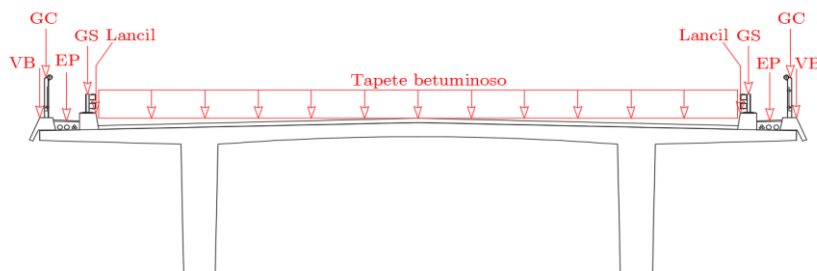


Figura 3.2 – Localização das restantes cargas permanentes na secção transversal corrente do tabuleiro

III. Pré-esforço

O pré-esforço é tido em conta através da actuação das cargas equivalentes ao pré-esforço. O pré-esforço será analisado com mais detalhe no subcapítulo dedicado ao mesmo.

IV. Efeitos diferidos

Os efeitos diferidos a considerar são: fluência do betão, retracção do betão e relaxação dos aços.

O cálculo dos efeitos diferidos segue a metodologia indicada pelo EC2, e será considerada uma temperatura constante de 20° C durante a vida útil do viaduto.

3.4.3. **Acções variáveis**

Este é um tipo de acção, cujo valor apresenta variação significativa durante o tempo de vida útil da estrutura, e poderão surgir durante períodos muito curtos.

As acções variáveis consideradas no dimensionamento do viaduto são: veículo tipo (VT), sobrecarga uniforme (SCU), sobrecarga linear (SCL), sobrecarga concentrada no passeio (SCC), variação diferencial de temperatura (VDT), variação uniforme de temperatura (VUT) e sismo (E).

1. Veículo tipo

O veículo tipo a utilizar para o dimensionamento do viaduto, será o que vem preconizado no artigo 41.º do RSA, e é ilustrado de seguida.

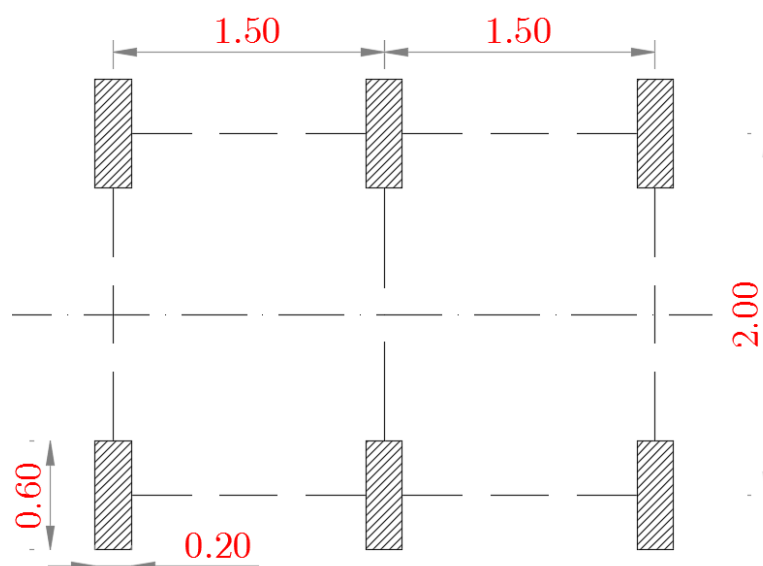


Figura 3.3 – Veículo tipo preconizado no RSA.

O veículo tipo preconizado no RSA é composto por três eixos equidistantes, cada um de duas rodas. Cada roda transmite uma carga com intensidade de 100 kN.

2. Sobrecarga uniforme

I. Dimensionamento na direcção longitudinal

Considera-se a sobrecarga uniforme como uma carga distribuída na extensão da secção transversal do tabuleiro, com uma intensidade de 4 kN/m².

Porém, para efeitos de modelação através do *software* de cálculo automático SAP2000, é necessário transformar a sobrecarga anterior numa sobrecarga linear, a considerar na direcção longitudinal do viaduto. Assim sendo, a sua transformação consiste em multiplicarmos a carga distribuída pela extensão da secção transversal do tabuleiro (14,2 metros), o que equivale a uma sobrecarga linear com intensidade de 56,80 kN/m.

II. Dimensionamento na direcção transversal

Já para o dimensionamento na direcção transversal considera-se uma carga distribuída com intensidade de 3kN/m².

3. Sobrecarga linear

A sobrecarga linear consiste numa carga transversal linear aplicada na largura da faixa de rodagem do tabuleiro, com uma intensidade de 50 kN/m. Assim sendo, e também para efeitos de modelação em SAP2000, multiplicamos a carga transversal pela largura da faixa de rodagem do tabuleiro (12 metros), o que equivale a uma carga concentrada com uma intensidade de 600 kN, sendo que esta carga concentrada é aplicada metro a metro, ao longo da direcção longitudinal do viaduto rodoviário em estudo.

4. Sobrecarga concentrada no passeio

A sobrecarga concentrada no passeio tem uma intensidade de 20 kN, e é aplicada no ponto extremo do passeio.

5. Variação diferencial de temperatura

Aqui consideram-se dois gradientes térmicos, positivo e negativo, correspondentes às variações diárias (aquecimento diurno e arrefecimento nocturno).

O gradiente térmico positivo é dado pela seguinte expressão:

$$\frac{VDT^+}{h_{alma}} = \frac{T_s - T_i}{h_{alma}} = \frac{+10}{3,00} = 3,333^\circ C / m$$

O gradiente térmico negativo é dado pela seguinte expressão:

$$\frac{VDT^-}{h_{\text{alma}}} = \frac{T_s - T_i}{h_{\text{alma}}} = \frac{-5}{3,00} = -1,667^\circ\text{C} / \text{m}$$

6. Variação uniforme de temperatura

A variação uniforme de temperatura corresponde às variações sazonais de temperatura ambiente, e para o caso do viaduto rodoviário em estudo, esta tem uma variação de $\pm 15^\circ\text{C}$, tal como está preconizado no artigo 18.º do RSA.

7. Sismo

Tal como foi referido anteriormente, o viaduto em estudo está situada na zona sísmica A, logo, segundo o artigo 29º do RSA adopta-se um coeficiente de sismicidade de $\alpha = 1$.

A resposta da estrutura à acção dos sismos é obtida através dos espectros de resposta indicados no RSA, para acções do tipo 1 e tipo 2, para um terreno tipo II. Estes espectros são apresentados em anexo. Segundo o RSA, considera-se o sismo a actuar separadamente em cada direcção, considerando-se sempre o sismo na direcção mais desfavorável, para o elemento em estudo.

3.5. PRÉ-ESFORÇO

A força de pré-esforço a aplicar foi determinada, considerando que este equilibra 95% das cargas permanentes, que constituem o peso próprio e restantes cargas permanentes.

O aço de pré-esforço é da classe Y1860 S7, e os cabos de pré-esforço são constituídos por 31 cordões, cada um com uma secção de $1,5 \text{ cm}^2$ e $15,7 \text{ mm}$ de diâmetro.

No total existem quatro cabos de pré-esforço, que perfazem uma área total de 186 cm^2 .

3.5.1. Traçado dos cabos de pré-esforço

O traçado dos cabos de pré-esforço foi definido, tendo em conta o recobrimento mínimo a respeitar, que corresponde ao diâmetro da bainha dos cabos de pré-esforço.

Para garantir o correcto andamento dos cabos, procurou-se garantir que nos pontos de inflexão, o valor das tangentes à esquerda e à direita fossem iguais. De resto, o traçado dos cabos de pré-esforço desenvolve-se segundo parábolas do segundo grau, que são definidas pela seguinte expressão:

$$y = ax^2 + bx + c \quad (3.1)$$

De seguida, apresenta-se o traçado esquemático dos cabos de pré-esforço, juntamente com os pontos notáveis.

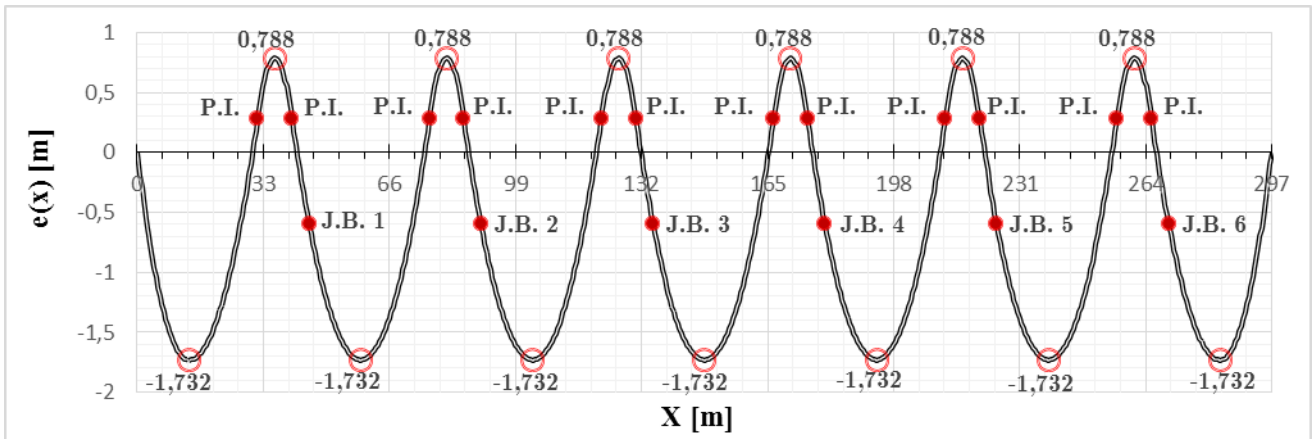


Figura 3.4 – Traçado dos cabos de pré-esforço

A figura anterior apresenta as excentricidades dos pontos notáveis, relativamente ao centro de gravidade da secção do tabuleiro.

O ponto mais alto do traçado dos cabos de pré-esforço situa-se na secção de apoio, e o ponto mais baixo situa-se na secção de meio vão dos tramos correntes, e aos 13,5 metros dos tramos extremos (primeiro e último).

Os cabos são do tipo passivo-activo, ou seja, a tensão de esticamento dos cabos é aplicada na secção final de cada tramo. As juntas de betonagem (J.B.) situam-se a um quinto de vão do tramo seguinte ao tramo em estudo.

De seguida apresenta-se uma tabela, que descreve o posicionamento das juntas de betonagem.

Tabela 3.7 -Localização e excentricidade das juntas de betonagem

	Juntas de betonagem					
	JB 1	JB 2	JB 3	JB 4	JB 5	JB 6
Coordenada x [m]	45	90	135	180	225	270
Excentricidade (e) [m]	-0,598	-0,598	-0,598	-0,598	-0,598	-0,598

Relativamente aos pontos de inflexão, estes ocorrem quando se dá transição de parábolas, e apresentam todos uma excentricidade de 0,284 metros.

3.5.2. Cargas equivalentes

Anteriormente foi referido que, para efeitos de modelação em SAP2000, o pré-esforço é tido em conta através da determinação das cargas equivalentes ao pré-esforço.

As cargas equivalentes são determinadas troço a troço, e dividem-se em cargas distribuídas equivalentes e em cargas concentradas equivalentes.

3.5.2.1. Cargas distribuídas equivalentes

O cálculo das cargas distribuídas equivalentes é determinado através da expressão apresentada de seguida.

$$q_{eq} = \frac{2f.P}{L^2} \quad (3.2)$$

Em que: f → flecha da parábola do traçado do cabo de pré-esforço [m]

P → intensidade da força pré-esforço [kN]

L → comprimento do troço da parábola [m]

Por forma a simplificar o modelo de cálculo da secção longitudinal do tabuleiro, considerou-se primeiramente uma intensidade da força de pré-esforço de 1000 kN, para posteriormente se proceder à conversão deste valor, para o valor real da intensidade da força de pré-esforço após as perdas instantâneas, assim como após as perdas diferidas. Esta conversão é explicada através da expressão que tem em conta o faseamento construtivo do tabuleiro, apresentada mais à frente, no capítulo referente à verificação da segurança na direcção longitudinal do tabuleiro.

Através da expressão acima apresentada, é possível concluir-se que as cargas distribuídas variam, consoante as características da parábola em que estão inseridas. Assim sendo, importa representar os três tipos de parábolas existentes ao longo do traçado dos cabos de pré-esforço.

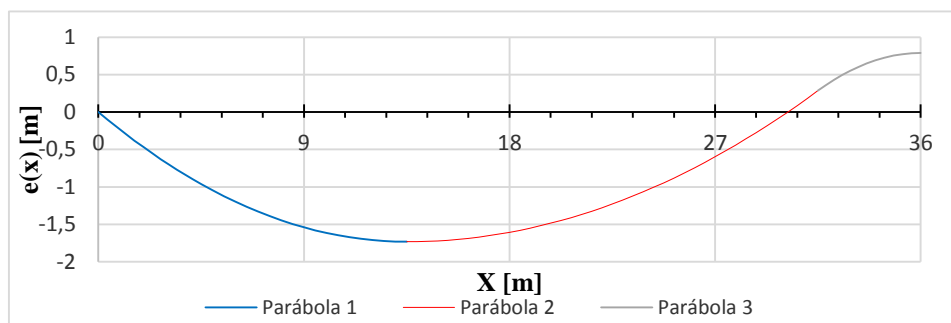


Figura 3.5 – Traçado do primeiro tramo, e respectivas parábola

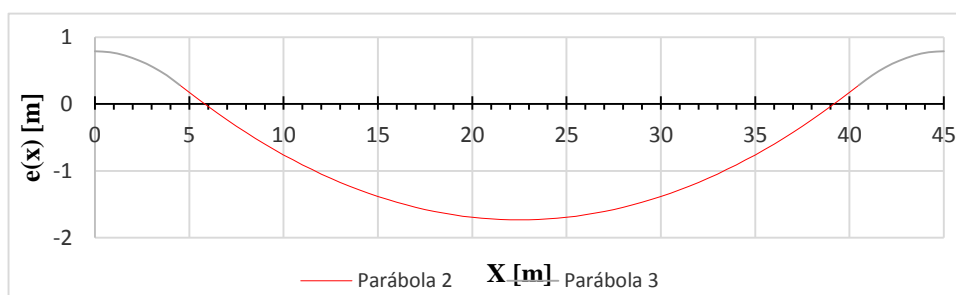


Figura 3.6 – Traçado dos tramos correntes, e respectivas parábolas

Pelos traçados apresentados, é possível verificar-se que existem três parábolas, cada uma com flecha e comprimento de troço diferentes.

De seguida apresentam-se as características da cada parábola, juntamente com o valor das respectivas cargas distribuídas equivalentes.

Tabela 3.8 – Valor das cargas distribuídas equivalentes, para cada parábola

Cargas distribuídas equivalentes				
Parábola	f [m]	L [m]	P [kN]	q_{eq} [kN/m]
1	1,732	13,500	1000,000	19,007
2	2,016	18,000	1000,000	12,444
3	0,504	4,500	1000,000	-49,778

3.5.2.2. Cargas concentradas equivalentes

As cargas concentradas equivalentes, devido ao pré-esforço, surgem nas extremidades (inicial e final) do tabuleiro do viaduto, assim como nas juntas de betonagem, mas os esforços que ocorrem nestas secções auto equilibram-se.

O esforço normal que ocorre devido ao pré-esforço, é sempre de compressão.

$$N(x) = -P(x) \cdot \cos\alpha(x) \xrightarrow{\cos(\alpha) \approx 1} N(x) = -P(x) \quad (3.3)$$

O esforço transversal que ocorre devido ao pré-esforço, é determinado tendo em conta o seu posicionamento relativamente ao ponto mais baixo da parábola.

$$V(x) = P(x) \cdot \tan\alpha(x) = P(x) \cdot \frac{2 \cdot f(x)}{x} \quad (3.4)$$

O momento flector que ocorre devido ao pré-esforço é directamente proporcional ao traçado dos cabos de pré-esforço.

$$M(x) = P(x) \cdot e(x) \quad (3.5)$$

De seguida, são apresentados os valores correspondentes às cargas concentradas equivalentes, nas secções inicial e final de cada troço.

Tabela 3.9 – Valor das cargas concentradas equivalentes, devido ao pré-esforço

Tramo	Secção inicial			Secção final		
	N [[kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	-1000,000	-256,593	0	-1000,000	-168,000	-598,000
2 a 6	-1000,000	-168,000	-598,000	-1000,000	-168,000	-598,000
7	-1000,000	-168,000	-598,000	-1000,000	256,593	0

De realçar que os sinais dos esforços, seguem a convenção de sinais ilustrada de seguida.

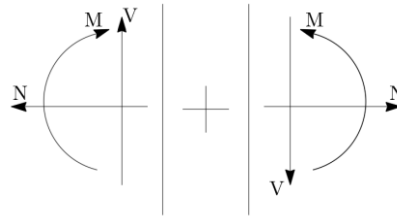


Figura 3.7 – Convenção de sinais dos esforços

3.5.3. Perdas de pré-esforço

As perdas de pré-esforço dividem-se em dois grupos. Tem-se as perdas instantâneas e as perdas diferidas.

As perdas instantâneas são as que ocorrem durante a aplicação do pré-esforço, e podem ser: perdas por atrito, perdas por deformação instantânea do betão e perdas por reentradas das cunhas. Já as perdas diferidas são as que ocorrem por efeitos diferidos, e podem ser: perdas por retração do betão, perdas por fluência do betão e perdas por relaxação dos aços.

3.5.3.1. Perdas instantâneas – Início da exploração

3.5.3.1.1. Quantificação das perdas instantâneas

O tabuleiro do viaduto em estudo, é executado em 7 fases construtivas, cada fase correspondente a cada troço de betonagem.

Para a quantificação das perdas instantâneas de pré-esforço, importa determinar-se a tensão de esticamento dos cabos de pré-esforço. Esta quantificação é feita com base no artigo 36.º do REBAP, que preconiza o seguinte:

$$\sigma_{p0'} = 0,75 \cdot f_{puk} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad (3.6)$$

Perdas por atrito

Agora procede-se à determinação das perdas por atrito, que dependem do factor de atrito, e é dado pela expressão que se apresenta de seguida.

$$m = \mu \cdot (2a + k) \quad (3.7)$$

Em que: μ → coeficiente de atrito cabo-bainha

a → parâmetro da equação de 2º grau do cabo de pré-esforço $\left(a = \frac{f}{L^2} \right)$

k → desvio angular unitário

De seguida apresenta-se o valor do factor de atrito para cada parábola do traçado dos cabos de pré-esforço.

Tabela 3.10 – Factor de atrito para cada parábola do traçado dos cabos de pré-esforço

Parábola	μ	k [m^{-1}]	f [m]	L [m]	a [m^{-1}]	m [m^{-1}]
1	0,20	0,01	1,732	13,50	0,00950	0,00580
2	0,20	0,01	2,016	18,00	0,00622	0,00449
3	0,20	0,01	0,504	4,50	0,02489	0,01196

Perdas por reentrada das cunhas

Para as perdas em questão, importa determinar-se o alcance das perdas por reentradas das cunhas, que é dado pela seguinte expressão:

$$\lambda = -\frac{1}{m} \cdot \ln \left(1 - \sqrt{\frac{m \cdot E_p \cdot \delta_r}{\sigma_{p0'}}} \right) \quad (3.8)$$

Em que: E_p → módulo de elasticidade do aço de pré-esforço

δ_r → valor da reentrada das cunhas

De seguida apresenta-se os valores do alcance das perdas por reentrada das cunhas, para cada fase.

Tabela 3.11 – Valores do alcance das perdas por reentrada das cunhas

Fases	m [m^{-1}]	E_p [Gpa]	δ_r [mm]	f_{pyk} [Mpa]	$\sigma_{p0'}$ [Mpa]	λ [m]
1 a 6	0,00449	195,00	6,00	1860,00	1395,00	14,11
7	0,00580	195,00	6,00	1860,00	1395,00	12,46

Tensões e forças após as perdas instantâneas

Com a quantificação dos factores de atrito, e do alcance das perdas por reentrada das cunhas, torna-se possível a quantificação das tensões e forças após as perdas instantâneas.

As tensões após as perdas instantâneas são quantificadas através da seguinte expressão:

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0'} \cdot e^{-mx} \quad (3.9)$$

Depois de quantificadas as perdas por atrito, e por reentrada das cunhas, passam a actuar forças de pré-esforço nos cabos. Estas forças são determinadas através da seguinte expressão:

$$P_{0,a+rc}(x) = \sigma_{p0+rc} \cdot A_p \quad (3.10)$$

3.5.3.1.2. Tensões e forças após as perdas instantâneas

De seguida, apresentam-se as várias tabelas referentes aos valores das tensões e forças, depois das perdas instantâneas, seguidas da respectiva ilustração dos seus diagramas, para as sete fases de construção do tabuleiro.

– Tramo 1

Tabela 3.12 – Tensões após perdas instantâneas por atrito, no tramo 1

Tramo 1 - Antes da Reentrada das Cunhas					
Posição [m]	L [m]	x_i [m]	m [m^{-1}]	$m_i \cdot x_i$	σ_{P0} [Mpa]
45,00		0,00	0,00449	0,00000	1395,00
	4,50				
40,50		4,50	0,00449	0,02020	1367,10
	4,50				
36,00		9,00	0,01196	0,05380	1295,50
	4,50				
31,50		13,50	0,01196	0,05380	1227,64
	18,00				
13,50		31,50	0,00449	0,08080	1132,35
	13,50				
0,00		45,00	0,00580	0,07832	1047,05

Tabela 3.13 – Tensões e forças nos cabos de pré-esforço, após perdas por atrito e por reentrada das cunhas no tramo 1

Tramo 1 -Depois da Reentrada das Cunhas							
Posição [m]	Δx [m]	x_i [m]	m [m^{-1}]	$m_i \cdot x_i$	$\sigma_{P0,a+rc}$ [Mpa]	A_P [cm^2]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
45,00		0,00	0,00449	0,02020	1074,50	186,00	19985,61
	4,50						
40,50		4,50	0,00449	0,05380	1096,42		20393,42
	4,50						
36,00		9,00	0,01196	0,05380	1157,02		21520,64
	4,50						
31,50		13,50	0,01196	0,02027	1220,98		22710,16
	0,61						
30,89		14,11	0,00449	0,02027	1224,30		22772,06
	17,39						
13,50		31,50	0,00449	0,08080	1132,35		21061,70
	13,50						
0,00		45,00	0,00580	0,07832	1047,05	19475,11	

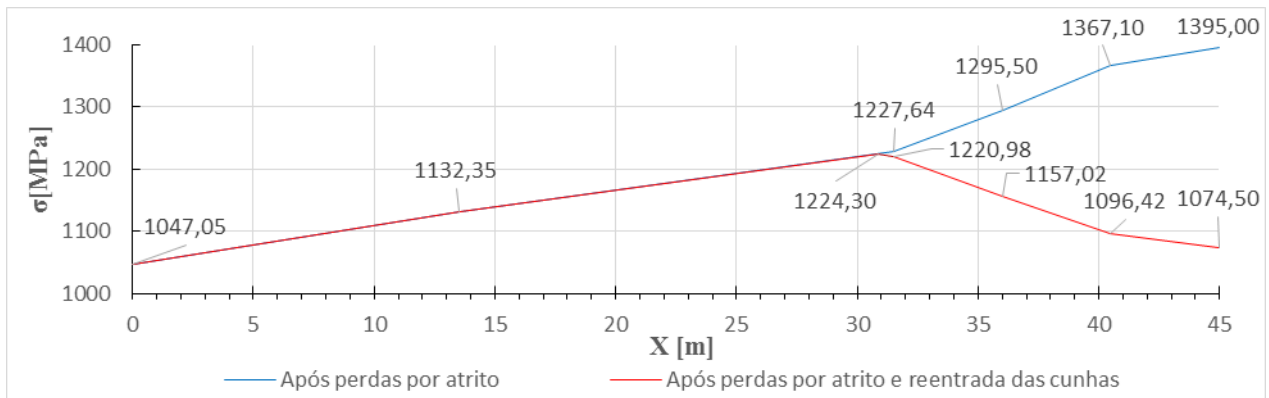


Figura 3.8 – Diagrama de tensões ao longo dos cabos de pré-esforço, no tramo 1

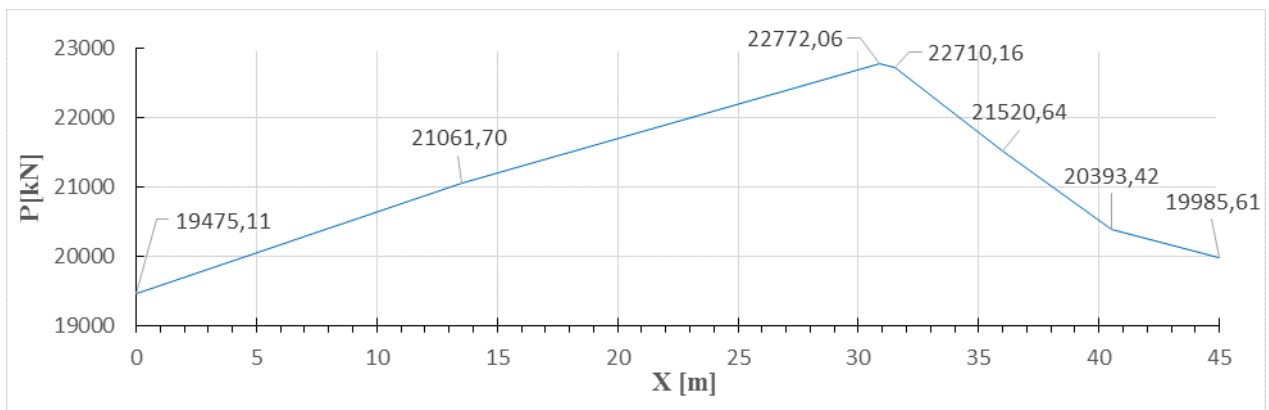


Figura 3.9 – Diagrama de forças de pré-esforço, após perdas por atrito e por reentrada das cunhas, no tramo 1

– **Tramos 2 a 6 (Tramos correntes)**

Tabela 3.14 - Tensões após perdas instantâneas por atrito, nos tramos 2 a 6

Tramos 2 a 6 - Antes da Reentrada das Cunhas					
Posição [m]	L [m]	x_i [m]	m [m^{-1}]	$m_i \cdot x_i$	$\sigma_{P0'}$ [Mpa]
45,00		0,00	0,00449	0,00000	1395,00
	4,50				
40,50		4,50	0,00449	0,02020	1367,10
	4,50				
36,00		9,00	0,01196	0,05380	1295,50
	4,50				
31,50		13,50	0,01196	0,05380	1227,64
	18,00				
13,50		31,50	0,00449	0,08080	1132,35
	13,50				
0,00		45,00	0,00449	0,06060	1065,77

Tabela 3.15 - Tensões e forças nos cabos de pré-esforço, após perdas por atrito e por reentrada das cunhas, nos tramos

2 a 6

Tramos 2 a 6 -Depois da Reentrada das Cunhas							
Posição [m]	Δx [m]	x_i [m]	m [m^{-1}]	$m_i \cdot x_i$	$\sigma_{P0,a+rc}$ [Mpa]	A_p [cm^2]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
45,00		0,00	0,00449	0,02020	1074,50	186,00	19985,61
	4,50						
40,50		4,50	0,00449	0,05380	1096,42		20393,42
	4,50						
36,00		9,00	0,01196	0,05380	1157,02		21520,64
	4,50						
31,50		13,50	0,01196	0,00272	1220,98		22710,16
	0,61						
30,89		14,11	0,00449	0,00272	1224,30		22772,06
	17,39						
13,50		31,50	0,00449	0,08080	1132,35		21061,70
	13,50						
0,00		45,00	0,00449	0,06060	1065,77	19823,26	

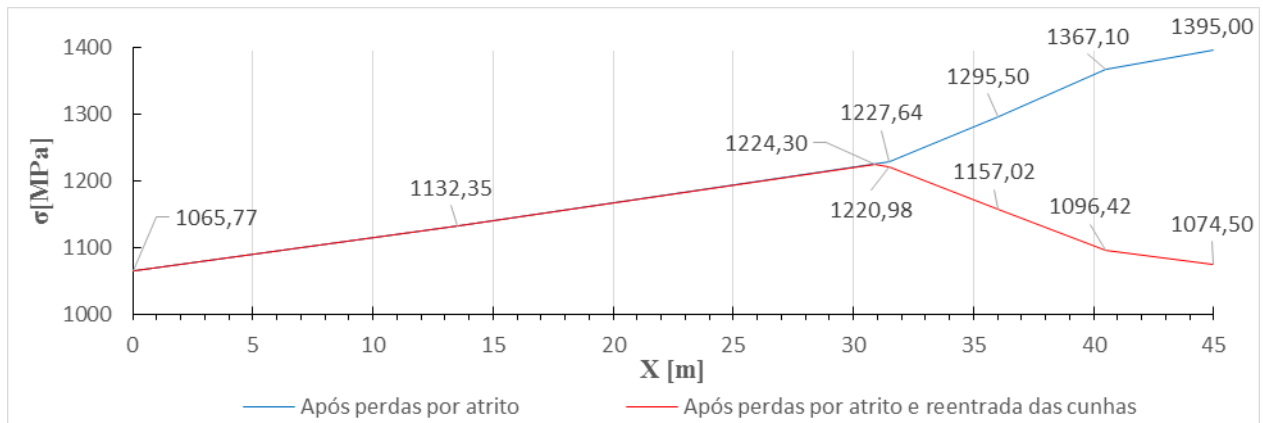


Figura 3.10 - Diagrama de tensões ao longo dos cabos de pré-esforço, nos tramos 2 a 6

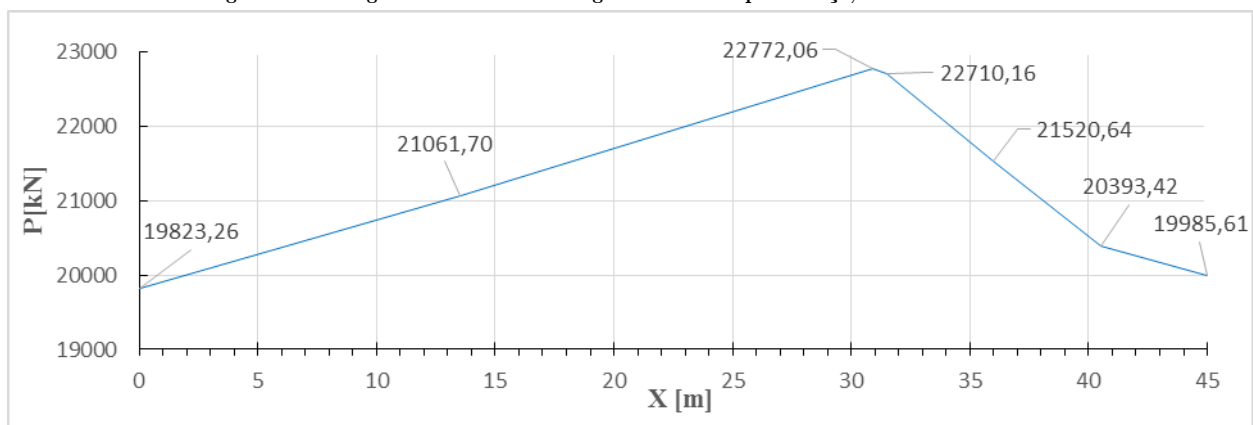


Figura 3.11 - Diagrama de forças de pré-esforço, após perdas por atrito e por reentrada das cunhas, nos tramos 2 a 6

Devido ao facto de a extensão dos tramos ser igual, os diagramas de tensões e forças devido às perdas instantâneas são praticamente iguais para os primeiros seis tramos do viaduto.

– **Fase 7**

Tabela 3.16 - Tensões após perdas instantâneas por atrito, no tramo 7

Tramo 7 - Antes da Reentrada das Cunhas					
Posição [m]	L [m]	x_i [m]	m [m^{-1}]	$m_i \cdot x_i$	σ_{P0} [Mpa]
27,00		0,00	0,00580	0,00000	1395,00
	13,50				
13,50		13,50	0,00580	0,07832	1289,91
	13,50				
0,00		27,00	0,00449	0,06060	1214,07

Tabela 3.17 - Tensões e forças nos cabos de pré-esforço, após perdas por atrito e por reentrada das cunhas, no tramo 7

Tramo 7 - Depois da Reentrada das Cunhas							
Posição [m]	Δx [m]	x_i [m]	m [m^{-1}]	$m_i \cdot x_i$	$\sigma_{P0,a+rc}$ [Mpa]	A_P [cm^2]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
27,00		0,00	0,00580	0,07229	1207,22	186,00	22454,38
	12,46						
14,54		12,46	0,00580	0,00603	1297,72		24137,60
	1,04						
13,50		13,50	0,00580	0,00603	1289,91		23992,41
	13,50						
0,00		27,00	0,00449	0,06060	1214,07		22581,65

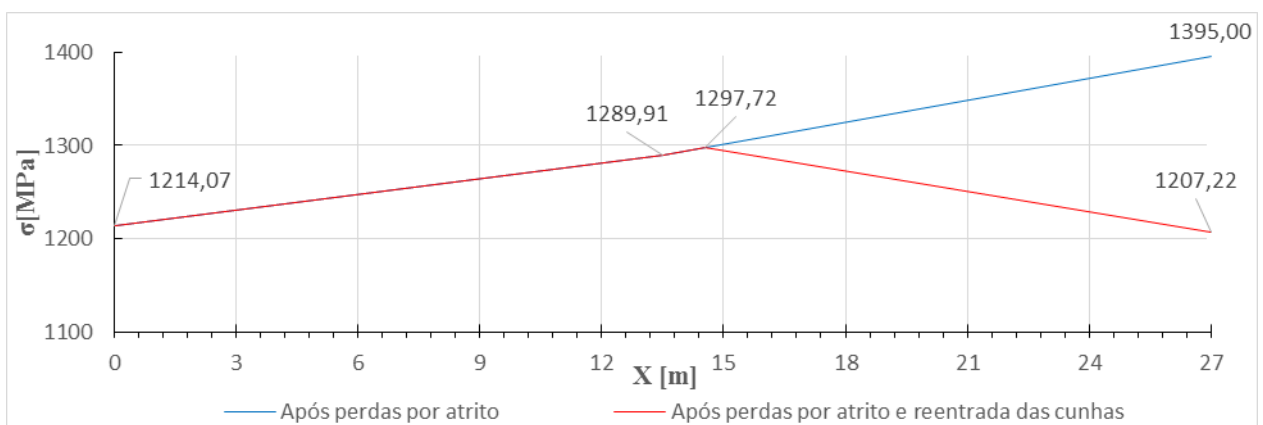


Figura 3.12 - Diagrama de tensões ao longo dos cabos de pré-esforço, no tramo 7

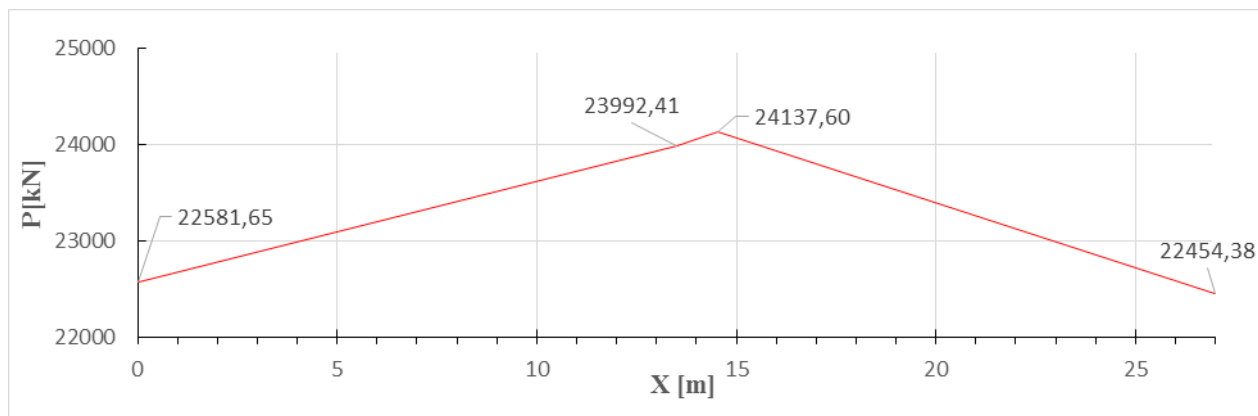


Figura 3.13 - Diagrama de forças de pré-esforço, após perdas por atrito e por reentrada das cunhas, no tramo 7

Perdas por deformação instantânea do betão

Estas perdas não serão quantificadas, pelo facto do seu valor ser pouco significativo para a análise em questão.

3.5.3.2. Perdas diferidas – Longo prazo

3.5.3.2.1. Quantificação das perdas diferidas

Para a quantificação das perdas diferidas definiram-se os seguintes parâmetros:

- Humidade relativa no meio ambiente (HR) = 70%;
- Temperatura constante durante toda a vida da estrutura (T=20°C);
- Idade do betão à data do carregamento ($t_0 = 3$ dias);
- Idade do betão a tempo infinito ($t_\infty = 20000$ dias);
- Cimento da classe CEM 42,5 N.

De realçar que vão ser quantificadas a perdas diferidas para cada uma das três secções consideradas anteriormente. Primeiro é necessário determinar-se a espessura equivalente para cada uma das secções, através da seguinte expressão:

$$h_0 = \frac{2xA_c}{\mu} \quad (3.11)$$

Em que: $A_c \rightarrow$ Área da secção transversal de betão em estudo

$\mu \rightarrow$ Perímetro da secção transversal de betão em estudo

Tabela 3.18 – Espessura equivalente das secções em estudo

Secção	A_c [m ²]	μ [m]	h_0 [m]
Secção corrente	7,7921	39,4832	0,3947
Secção Var. menor	8,6077	39,4998	0,4358
Secção Var. maior	10,2426	39,5323	0,5182

De seguida, vão-se abordar as perdas por retracção e por fluência, através da aplicação da regulamentação presente no anexo B do EC2-1.

Perdas por retracção

A extensão total de retracção ($\varepsilon_{cs}(t)$) é dada através da soma da extensão de retracção por secagem ($\varepsilon_{cd}(t)$), com a extensão de retracção autógena ($\varepsilon_{ca}(t)$).

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (3.12)$$

A parcela da extensão de retracção por secagem é dada pela seguinte expressão.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_0) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.13)$$

Em que:

- $k_h \rightarrow$ coeficiente que depende da espessura equivalente; determinado por interpolação, através dos valores apresentados no quadro 3.3 do EC2.

Tabela 3.19 – Quadro 3.3 do EC2-1

h_0	100	200	300	≥ 500
k_h	1	0,85	0,75	0,7

- $\beta_{ds}(t, t_0) \rightarrow$ factor que tem em conta a influência da espessura equivalente da secção, e é dado pela seguinte expressão.

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{(t - t_0)}{(t - t_0) + 0,04 \cdot \sqrt[3]{h_0^3}} \quad (3.14)$$

- $\varepsilon_{cd,0} \rightarrow$ extensão de retracção por secagem de referência, e é dada pela seguinte expressão.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3.15)$$

- $\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2} \rightarrow$ Coeficientes que dependem do tipo de cimento, ($\alpha_{ds1} = 4$; $\alpha_{ds2} = 0,12$).

- $\beta_{RH} \rightarrow$ factor que tem em conta a influência da humidade relativa na extensão de retracção, e é dado pela seguinte expressão.

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{HR}{HR_0} \right)^3 \right] \quad (3.16)$$

- $HR_0 \rightarrow$ humidade relativa de referência (100 %)
- $f_{cm0} \rightarrow$ valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, de referência (10 MPa)

Relativamente à parcela da extensão de retracção autogénea, esta é dada pela seguinte expressão.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.17)$$

Em que:

- $\varepsilon_{ca}(\infty)$ → extensão de retracção autogénia, a tempo infinito

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3.18)$$

- $\beta_{as}(t)$ → factor que depende do tempo

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \cdot t^{0,5})} \quad (3.19)$$

De seguida, apresentam-se os valores obtidos para a quantificação das perdas por retracção.

Tabela 3.20 – Quantificação das perdas por retracção

Extensão de retracção						
Secção	h_0 [m]	k_h	$\beta_{ds}(t, t_0)$	$\varepsilon_{ca}(t)$	$\varepsilon_{cd}(t)$	$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$
Secção corrente	0,3947	0,7263	0,9846	0,0000625	0,000244	0,000306
Secção Var. menor	0,4358	0,7160	0,9821	0,0000625	0,00024	0,000302
Secção Var. maior	0,5182	0,7000	0,9769	0,0000625	0,000233	0,000296

Os valores obtidos permitem concluir-se que, quanto maior a espessura equivalente do elemento, menores são as perdas por retracção.

Perdas por fluência

Para a quantificação das perdas por fluência, é necessário determinar-se o coeficiente de fluência, que é dado pela seguinte expressão.

$$\varphi_c(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.20)$$

Em que:

- φ_0 → coeficiente de fluência de referência

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.21)$$

- φ_{RH} → factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (3.22)$$

- $\alpha_1; \alpha_2; \alpha_3 \rightarrow$ coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}; \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}; \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (3.23)$$

- $\beta(f_{cm}) \rightarrow$ factor que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.24)$$

- $\beta(t_0) \rightarrow$ factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (3.25)$$

- $\beta_c(t, t_0) \rightarrow$ coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{-0,3} \quad (3.26)$$

- $\beta_H \rightarrow$ coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012HR)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad (3.27)$$

De seguida, apresentam-se os valores obtidos para a quantificação das perdas diferidas.

Tabela 3.21 – Quantificação das perdas por fluência

Coeficiente de fluência						
Secção	h_0 [m]	β_H	$\beta_c(t, t_0)$	φ_{RH}	φ_0	$\varphi_c(t, t_0)$
Secção corrente	0,3947	843,2732	0,9877	1,2995	2,4739	2,4435
Secção Var. menor	0,4358	907,6438	0,9868	1,2884	2,4529	2,4204
Secção Var. maior	0,5182	1036,5300	0,9850	1,2700	2,4178	2,3814

Analogamente ao que foi mencionado nas perdas por retracção, também quanto maior for a espessura equivalente do elemento, menores serão as perdas por fluência.

Perdas por relaxação dos aços de pré-esforço

Os cordões que constituem os cabos de pré-esforço, pertencem à classe 2 de relaxação, tal como preconizado pelo EC2.

Os parâmetros a ter em conta para as perdas por relaxação dos aços são os seguintes:

- ρ_{1000} → valor da perda devido à relaxação, às 1000 h depois da aplicação de pré-esforço e a uma temperatura média de 20°C (2,5%);
- $t_{\infty, h}$ → idade do betão, em horas, em tempo infinito (500000 horas).

3.5.3.2.2. Tensões e forças após as perdas diferidas

O pré-esforço útil, ou pré-esforço a longo prazo, é obtido através da redução do pré-esforço inicial, devido ao efeito das perdas diferidas.

O cálculo simplificado das perdas diferidas totais, tendo em conta a interação entre os três tipos de perdas, é preconizado pelo EC2, cláusula 5.10.6, e segue as seguintes etapas.

- Retracção do betão:

$$\Delta\sigma_{pt,s}(x) = E_p |\varepsilon_{cs}(t)| \quad (3.28)$$

- Fluência do betão:

$$\Delta\sigma_{pt,c}(x) = \alpha \cdot \varphi_c(t, t_0) \cdot |\sigma_c(x)| \quad (3.29)$$

- Relaxação dos aços:

$$\Delta\sigma_{pt,r} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5} \cdot \sigma_{p0} \quad (3.30)$$

Em que: μ → coeficiente que relaciona a tensão inicial de pré-esforço com o valor característico da resistência à tracção do aço das armaduras de pré-esforço, na secção x. É dado pela seguinte expressão.

$$\mu = \frac{\sigma_{p0}(x)}{f_{pk}} \quad (3.31)$$

- Perdas diferidas totais:

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r} = \frac{\Delta\sigma_{pt,s} + \Delta\sigma_{pt,c} + 0,80 \cdot \Delta\sigma_{pt,r}}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A} \cdot \left(1 + \frac{A}{I} \cdot e^2 \right) \cdot (1 + 0,80 \cdot \varphi(t, t_0))} \quad (3.32)$$

Depois de quantificadas as perdas diferidas totais, a tensão de pré-esforço a longo prazo é calculada através da seguinte expressão.

$$\sigma_{p_{\infty}}(x) = \sigma_{p_0}(x) - \Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) \quad (3.33)$$

Finalmente, o pré-esforço útil é dado pelo produto entre a tensão de pré-esforço a longo prazo, e a área total de pré-esforço, tal como se demonstra de seguida.

$$P_{\infty}(x) = \sigma_{p_{\infty}}(x) \cdot A_p \quad (3.34)$$

De seguida, apresentam-se as várias tabelas referentes aos valores das tensões e forças, após as perdas diferidas, seguidas da respectiva ilustração dos seus diagramas, para as sete fases de construção do tabuleiro.

– **Tramo 1**

Tabela 3.22 – Tensões e forças de pré-esforço após perdas diferidas, no tramo 1

Posição (x)	e [m]	$\Delta \sigma_{t,s}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{t,c}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{t,r}$ (Mpa)	$\Delta \sigma_{t,s+c+r}$ (MPa)	σ_{∞} [MPa]	P_{∞} [kN]
0,000	0,000	56637,102	25,596	67,948	188,600	858,394	15966,135
13,500	-1,732	59011,411	21,382	67,948	33,239	1098,368	20429,637
31,500	0,284	59011,411	38,586	67,948	134,541	1090,018	20274,341
36,000	0,788	56637,102	36,704	67,948	114,402	1049,168	19514,533
40,500	0,284	58126,514	30,721	67,948	147,902	954,173	17747,627
45,000	-0,598	59011,411	46,895	67,948	104,388	973,502	18107,128

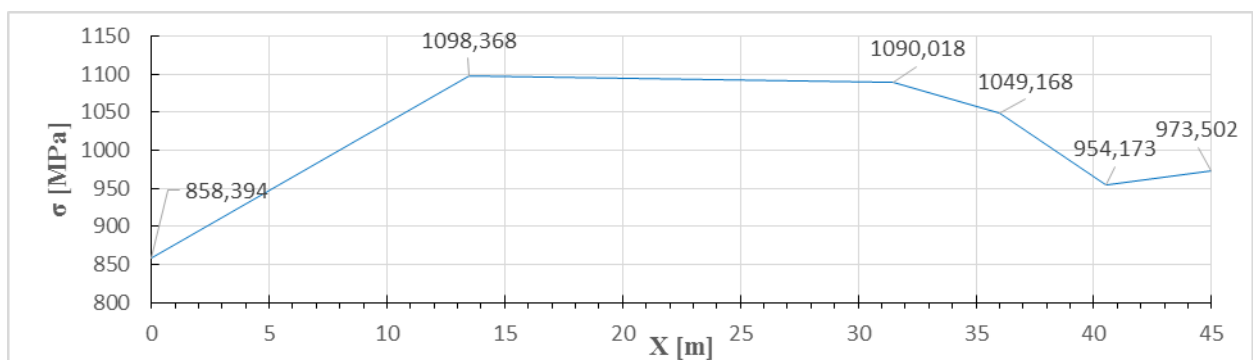


Figura 3.14 – Diagrama de tensões, após perdas diferidas no tramo 1

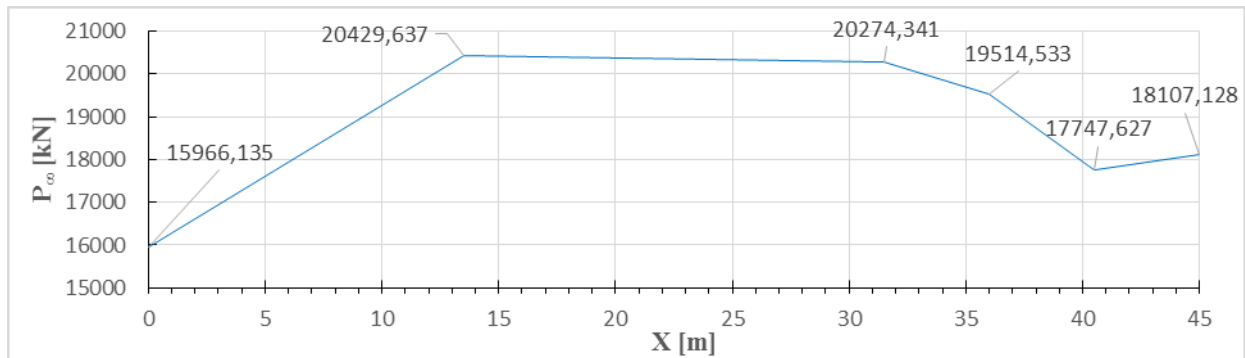


Figura 3.15 – Diagrama de forças de pré-esforço, após perdas diferidas no tramo 1

Tabela 3.23 - Tensões e forças de pré-esforço após perdas diferidas, nos tramos 2 a 6

Posição (x)	e [m]	$\Delta \sigma_{t,s}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{t,c}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{t,r}$ (Mpa)	$\Delta \sigma_{t,s+c+r}$ (Mpa)	σ_{∞} [MPa]	P _∞ [kN]
0,000	-0,598	59011,411	46,895	67,948	104,388	973,502	18107,128
13,500	-1,732	59011,411	66,308	67,948	33,264	1096,547	20395,765
31,500	0,284	59011,411	37,280	67,948	134,538	1090,351	20280,531
36,000	0,788	56637,102	36,691	67,948	114,402	1054,163	19607,439
40,500	0,284	58126,514	30,728	67,948	147,902	958,353	17825,367
45,000	-0,598	59011,411	46,414	67,948	104,387	975,440	18143,175

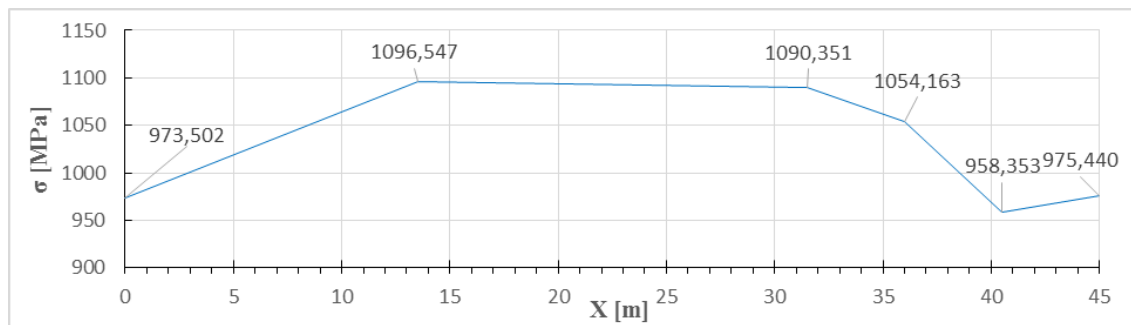


Figura 3.16 - Diagrama de tensões, após perdas diferidas nos tramos 2 a 6

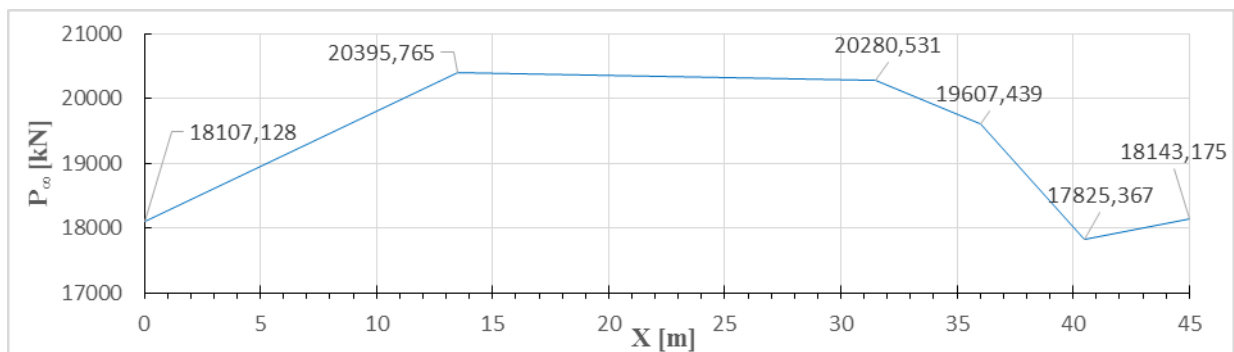


Figura 3.17 - Diagrama de forças de pré-esforço, após perdas diferidas nos tramos 2 a 6

Tabela 3.24 - Tensões e forças de pré-esforço após perdas diferidas, no tramo 7

Posição (x)	e [m]	$\Delta \sigma_{t,s}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{t,c}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{t,r}$ (Mpa)	$\Delta \sigma_{t,s+c+r}$ (Mpa)	σ_{∞} [MPa]	P_{∞} [kN]
0,000	-0,598	59011,411	45,753	67,948	104,386	983,468	18292,510
13,500	-1,732	59011,411	19,155	67,948	33,238	1209,696	22500,348
27,000	0,000	56637,102	28,182	67,948	188,620	996,762	18539,778

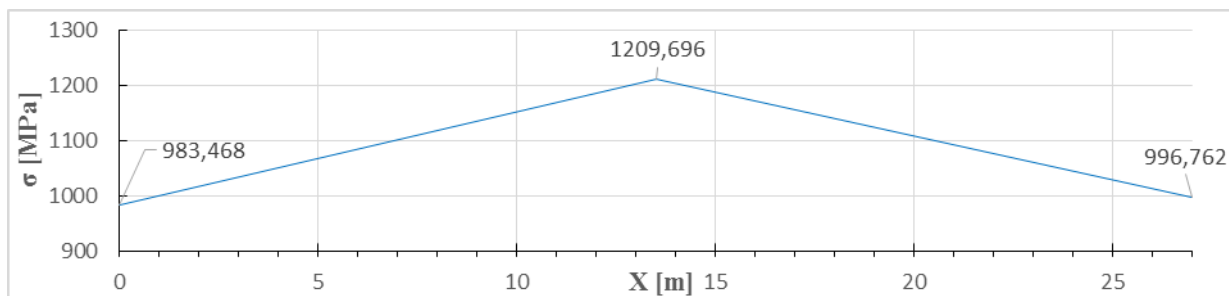


Figura 3.18 - Diagrama de tensões, após perdas diferidas no tramo 7

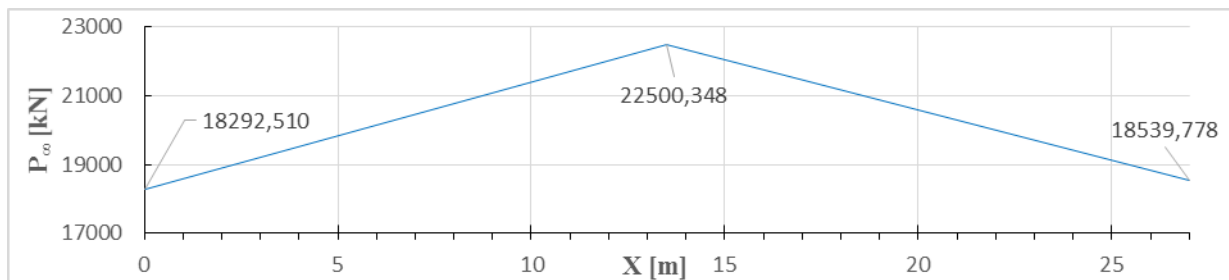


Figura 3.19 - Diagrama de forças de pré-esforço, após perdas diferidas no tramo 7

3.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIRECÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO

3.6.1. Influência do faseamento construtivo

Como já foi referido anteriormente, o viaduto rodoviário em estudo será construído por fases, logo terá de ser tida em conta a redistribuição de esforços, devido à fluência. Assim sendo, para a presente análise longitudinal do tabuleiro vai efectuar-se uma análise dos esforços obtidos a curto prazo ($t_0=3$ dias) e a longo prazo ($t=20000$ dias).

O cálculo do momento flector devido ao peso próprio, tendo em conta a redistribuição devido à fluência é efectuado através da seguinte expressão:

$$M_{PP}(t) = \sum M_{PP,fases} + \left(M_{PP,e} - \sum M_{PP,fases} \right) \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (3.35)$$

Em que: $\sum M_{PP,fases}$ → somatório de momentos flectores devido ao peso próprio fase a fase, sem o efeito da fluência;

$M_{PP,e}$ → momento flector devido ao peso próprio, caso a estrutura fosse construída numa única fase;

$\varphi(t, t_0)$ → coeficiente de fluência para a idade em que se pretende calcular a redistribuição dos esforços;

ρ → factor de relaxação, $\rho = 0,85$.

Relativamente ao pré-esforço, e tal como havia sido referido anteriormente, é necessário efectuar-se a conversão das forças de pré-esforço, tendo em conta que no modelo de cálculo utilizado foi considerada uma força de pré-esforço com intensidade de 1000 kN. O cálculo do momento flector devido ao pré-esforço, tendo em conta a redistribuição devido á fluência, é efectuado através da seguinte expressão:

$$M_{PE}(t) = \left(\sum M_{PE,fases} + \left(M_{PE,e} - \sum M_{PE,fases} \right) \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)} \right) \cdot \frac{P}{1000} \quad (3.36)$$

Em que: $\sum M_{PE,fases}$ → somatório de momentos flectores devido ao peso próprio fase a fase, sem o efeito da fluência;

$M_{PE,e}$ → momento flector devido ao peso próprio, caso a estrutura fosse construída numa única fase;

$\varphi(t, t_0)$ → coeficiente de fluência para a idade em que se pretende calcular a redistribuição dos esforços;

ρ → factor de relaxação, $\rho = 0,85$;

P → força de pré-esforço após perdas instantâneas (P_0) (curto prazo), ou após perdas diferidas (P_∞) (longo prazo).

3.6.2. Diagramas de esforços

Neste capítulo serão apresentados os vários diagramas de esforços, devido às acções que ocorrem na secção longitudinal do tabuleiro do viaduto rodoviário em estudo.

As acções tidas em conta são: peso próprio do tabuleiro, pré-esforço, restantes cargas permanentes, sobrecargas e variação diferencial da temperatura.

3.6.2.1. Esforços devido ao peso próprio do tabuleiro

A quantificação dos esforços devido ao peso próprio do tabuleiro foi efectuada com recurso à expressão 3.35. De realçar que para a análise de curto prazo (início da exploração) foi considerado um coeficiente de fluência nulo, e para a análise de longo prazo, foi considerado o

valor do coeficiente de fluência para a respectiva secção, cálculo esse que foi efectuado anteriormente.

De seguida apresenta-se o diagrama de momentos flectores, devido ao peso próprio do tabuleiro, com a comparação dos mesmos para as situações de curto e longo prazo.

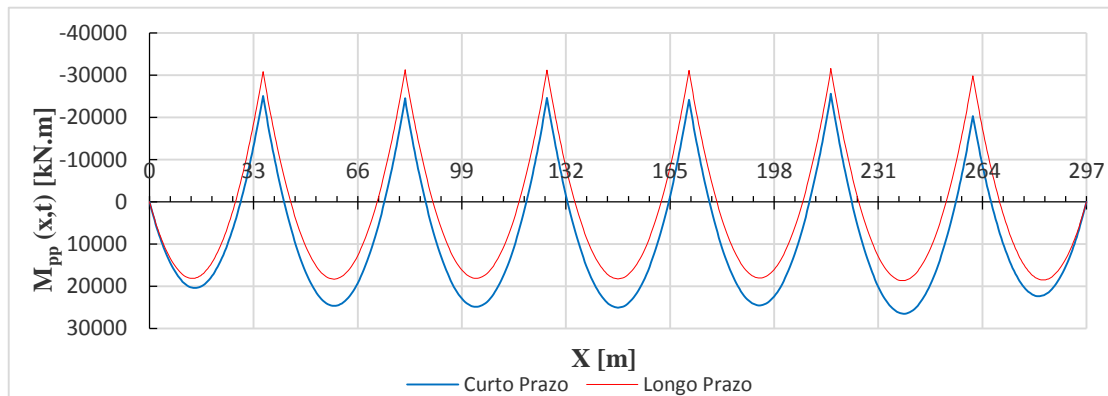


Figura 3.20 – Diagrama de momentos flectores, devido ao peso próprio do tabuleiro, a curto e a longo prazo

Analisando o diagrama apresentado, constata-se que com a redistribuição de esforços provocada pela fluência, o momento máximo positivo diminui, e o momento máximo negativo aumenta. Esta é uma situação que se aproxima do caso em que a estrutura tivesse sido construída numa única fase, o que seria de resto, expectável.

De seguida apresenta-se o diagrama de esforço transversal devido ao peso próprio do tabuleiro, a curto e a longo prazo.

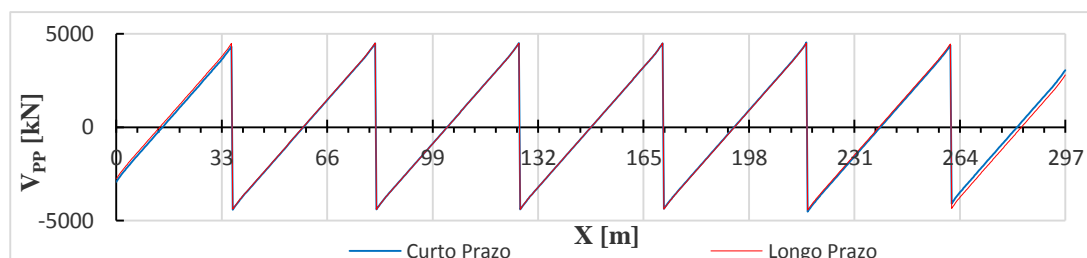


Figura 3.21 – Diagrama de esforço transversal, devido ao peso próprio do tabuleiro, a curto e a longo prazo

Relativamente ao esforço transversal, este não sofre alterações significativas a longo prazo. O esforço transversal máximo ocorre nas secções dos pilares.

3.6.2.2. Esforços devido ao pré-esforço

A quantificação do diagrama de momentos flectores devido ao pré-esforço, é efectuada com recurso à expressão 3.36. Relativamente aos coeficientes de fluência, a situação é análoga à que foi referida no subcapítulo anterior, referente ao peso próprio do tabuleiro.

Primeiramente vai apresentar-se o diagrama de momentos flectores totais, devido ao pré-esforço, mas tendo em conta que o pré-esforço constitui as parcelas isostática e hiperstática, também é importante ilustrar-se os diagramas de momentos flectores referentes às parcelas referidas.

De seguida apresenta-se o diagrama de momentos flectores totais, devido ao pré-esforço, a curto e a longo prazo.

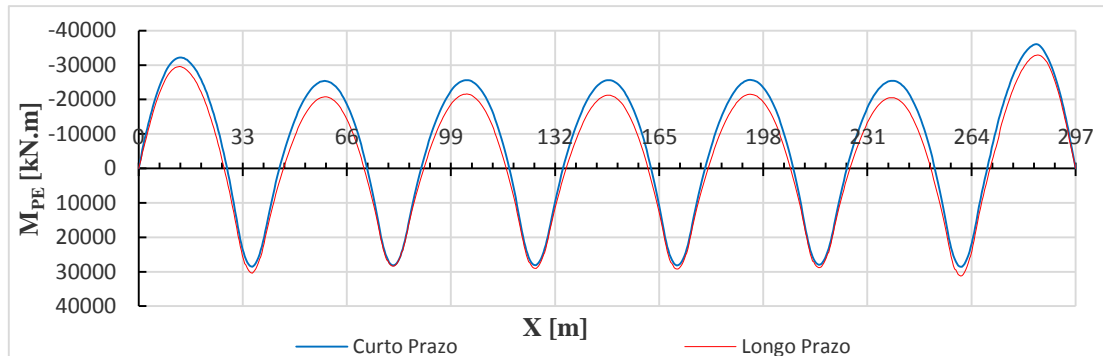


Figura 3.22 – Diagrama de momentos flectores totais devido ao pré-esforço, a curto e a longo prazo

Através do diagrama apresentado, é possível verificar-se que não existem grandes alterações ao longo do tempo, sendo que o momento máximo negativo é o que revela maior diferença, diminuindo o seu valor a longo prazo.

Relativamente à parcela isostática do pré-esforço, esta segue o andamento dos cabos de pré-esforço, e é quantificada através da seguinte expressão:

$$M_{PE,iso} = \pm P(x).e(x) \quad (3.37)$$

De seguida apresenta-se o diagrama de momentos flectores isostáticos devido ao pré-esforço, a curto e a longo prazo.

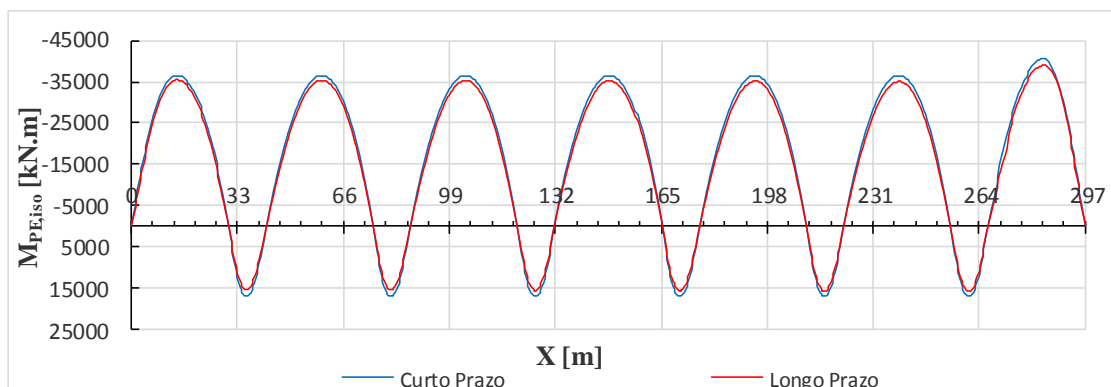


Figura 3.23 – Diagrama de momentos flectores isostáticos, devido ao pré-esforço, a curto e a longo prazo

Já relativamente à parcela hiperstática do pré-esforço, esta é quantificada através da expressão seguinte:

$$M_{PE,hip} = M_{PE,total} - M_{PE,iso} \quad (3.38)$$

De seguida apresenta-se o diagrama de momentos flectores hiperstáticos, devido ao pré-esforço, a curto e a longo prazo.

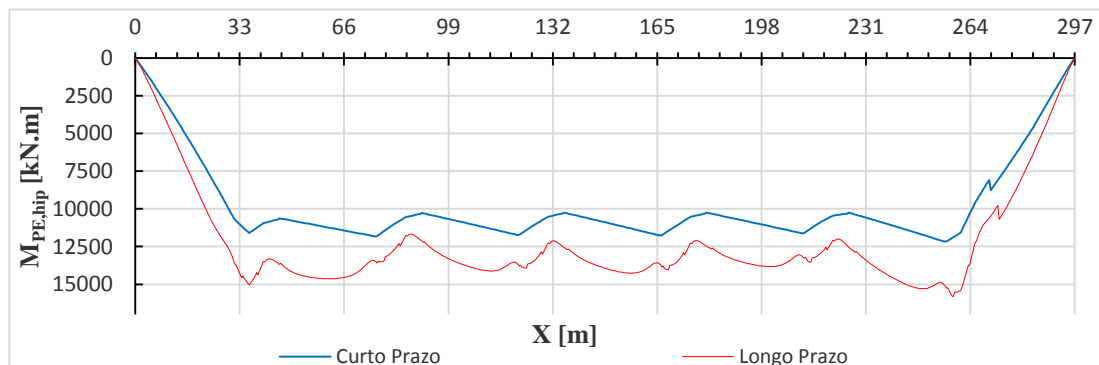


Figura 3.24 - Diagrama de momentos flectores hiperstáticos, devido ao pré-esforço, a curto e a longo prazo

Tal como seria de esperar, só existem momentos flectores hiperstáticos positivos.

De seguida apresenta-se o diagrama de esforço transverso devido ao peso próprio do tabuleiro, a curto e a longo prazo.

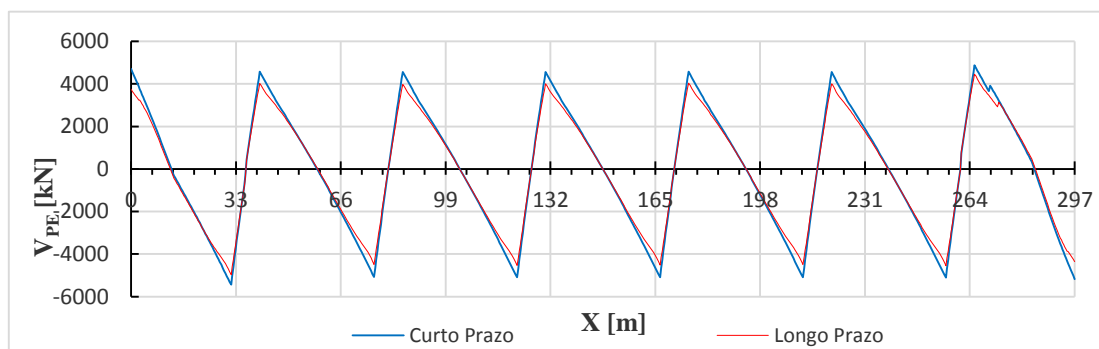


Figura 3.25 – Diagrama de esforço transverso devido ao pré-esforço, a curto e a longo prazo

Também no que diz respeito ao esforço transverso, não existem alterações significativas a longo prazo. O esforço transverso máximo ocorre junto aos pilares, e não exactamente na secção dos pilares, isto porque os cabos de pré-esforço descrevem uma tangente horizontal na secção dos pilares, o que origina esforço transverso praticamente nulo.

3.6.2.3. Esforços devido às restantes cargas permanentes

Os esforços devido às restantes cargas permanentes só se verificam quando a estrutura é toda executada. Assim sendo, para efeitos de modelação, as restantes cargas permanentes foram aplicadas na secção longitudinal total, ou seja, no modelo correspondente a uma única fase de construção.

De seguida apresenta-se o diagrama de momentos flectores devido às restantes cargas permanentes.

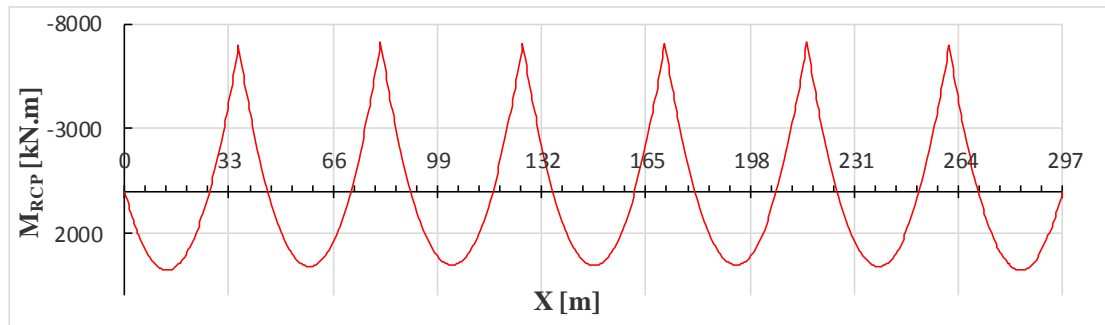


Figura 3.26 – Diagrama de momentos flectores devido às restantes cargas permanentes

De seguida apresenta-se o diagrama de esforço transversal devido às restantes cargas permanentes.

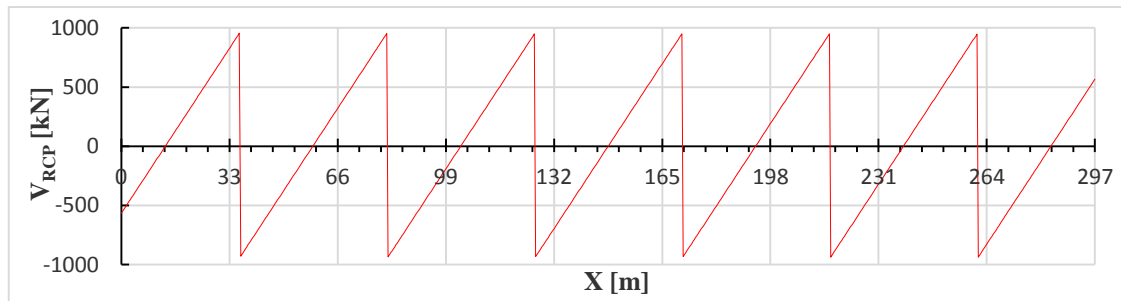


Figura 3.27 – Diagrama de esforço transversal devido às restantes cargas permanentes

O esforço transversal máximo ocorre nas secções dos pilares.

3.6.2.4. Esforços devido às sobrecargas

Tal como na situação anterior, os esforços devido ao efeito das sobrecargas são aplicados no modelo de fase única de construção. As sobrecargas correspondem à envolvente das sobrecargas uniformes com as sobrecargas lineares.

De seguida apresenta-se o diagrama de momentos flectores devido ao efeito das sobrecargas.

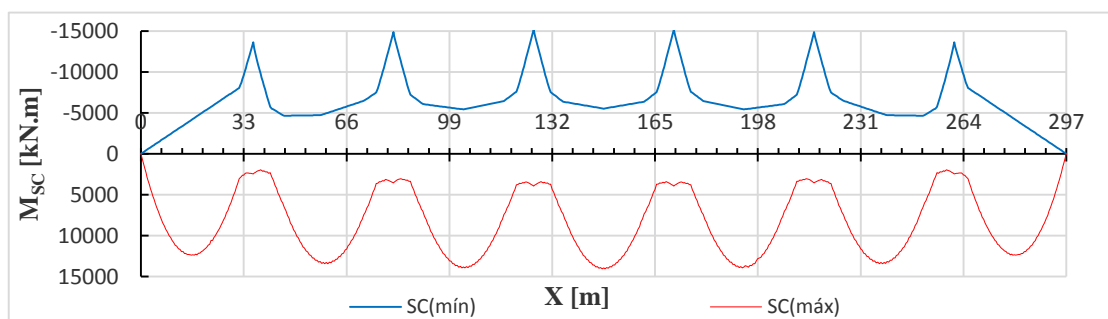


Figura 3.28 – Diagrama de momentos flectores devido ao efeito das sobrecargas

O diagrama apresenta o andamento típico deste tipo de acção, nas secções dos pilares temos os “picos” de momento máximo negativo, e nas secções de meio vão temos os valores máximos positivos dos momentos flectores. De seguida apresenta-se o diagrama de esforço transversal devido ao efeito das sobrecargas.

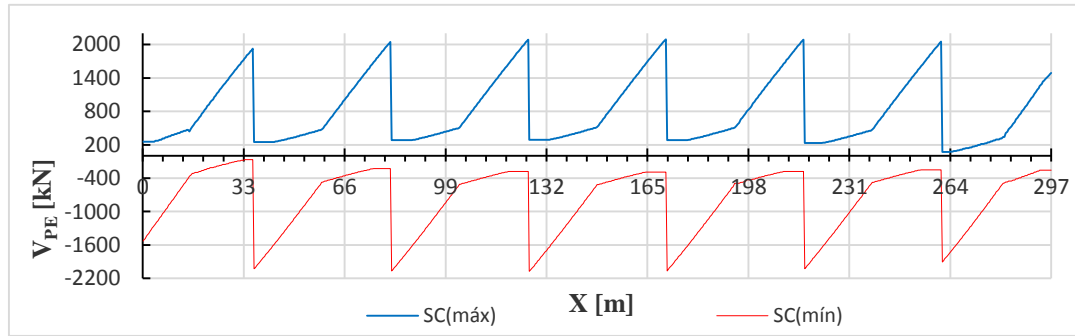


Figura 3.29 – Diagrama de esforço transversal devido ao efeito das sobrecargas

O esforço transversal máximo ocorre nas secções dos pilares.

Tendo em conta valores aqui apresentados, esta será a acção variável base para o dimensionamento da secção longitudinal, por ser a condicionante.

3.6.2.5. Esforços devido à variação diferencial de temperatura

Os esforços devido à variação diferencial de temperatura são também contabilizados do modelo da fase única de construção, e corresponde à envolvente entre o gradiente térmico positivo e o gradiente térmico negativo.

De seguida apresenta-se o diagrama de momentos flectores devido ao efeito da variação diferencial de temperatura.

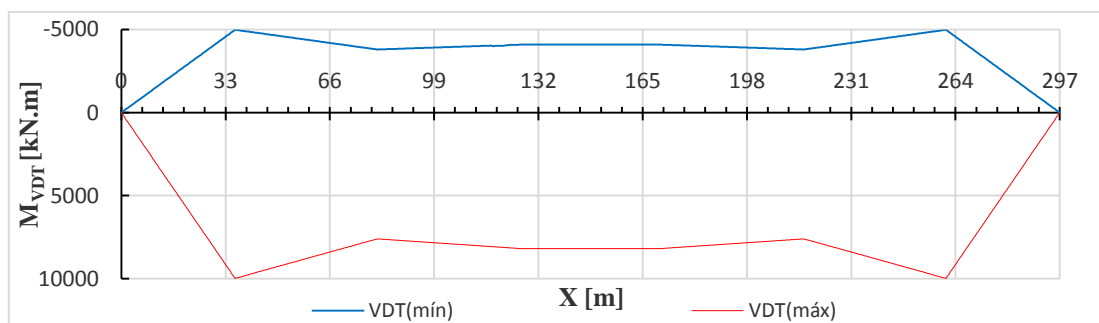


Figura 3.30 – Diagrama de momentos flectores devido ao efeito da variação diferencial de temperatura

De seguida apresenta-se o diagrama de esforço transversal, devido ao efeito da variação diferencial de temperatura.

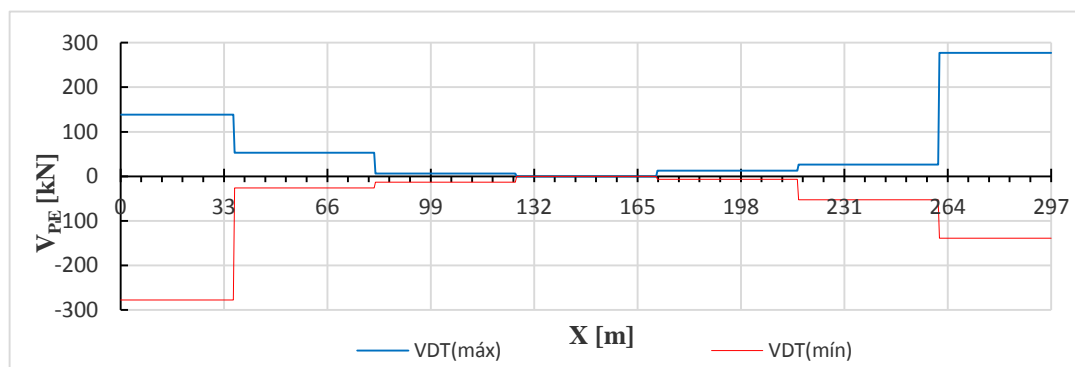


Figura 3.31 – Diagrama de esforço transversal devido ao efeito da variação diferencial de temperatura

Apresentados os principais diagramas de esforços a ter em conta, é possível perceber-se que globalmente, as secções condicionantes são as de meio vão e pilares, para o caso do momento flector, e para o esforço transversal as secções dos pilares.

Outro tipo de esforços a considerar seria devido à acção do veículo tipo, porém, tendo em conta que os esforços devido à acção das sobrecargas constituem a acção variável com valores mais consideráveis, não se considera o veículo tipo como acção condicionante. Foram desprezados os esforços devido à variação uniforme de temperatura.

3.6.3. Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização a verificar, para a análise longitudinal do tabuleiro do viaduto rodoviário em estudo são:

- Estado limite de descompressão;
- Estado limite de largura de fendas;
- Estado limite de deformação.

3.6.3.1. Estado limite de descompressão

A verificação do estado limite de descompressão tem por base garantir que, nas fibras extremas onde naturalmente se verificam tracções sem a presença de pré-esforço, essas tensões de tracção sejam anuladas. No fundo, consiste em garantir que só temos tensões de compressão ao longo da secção longitudinal.

Esta verificação tem por base as recomendações preconizadas no REBAP, mais concretamente no artigo 69º.

Para esta verificação, será utilizada a combinação quase permanente de acções, respeitando as recomendações preconizadas no artigo 65º do REBAP.

As tensões nas fibras são quantificadas através da seguinte expressão:

$$\sigma = \frac{M_{QP}}{I_c} \cdot v \pm \frac{P \cdot e}{I_c} \cdot v - \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_{PE,hip}}{I_c} \cdot v \quad (3.39)$$

Em que: M_{QP} → momento flector quase permanente;
 I_c → momento de inércia da secção transversal do tabuleiro;
 v → distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade da secção;
 P → intensidade da força de pré-esforço;
 e → excentricidade do cabo de pré-esforço;
 A_c → área da secção transversal do tabuleiro;
 $M_{PE,hip}$ → momento hiperstático devido ao pré-esforço.

De realçar que os sinais dependem do tipo de tensão que ocorre na secção em estudo, ou seja, o sinal é positivo caso se verifique esforço de tracção, e negativo caso se verifique esforço de compressão.

O momento flector quase-permanente é quantificado através da seguinte expressão:

$$M_{QP} = M_{PP} + M_{RCP} + \psi_{2,SC} \cdot M_{SC} + \psi_{2,VDT} \cdot M_{VDT} \quad (3.40)$$

Analisando-se o natural modelo reológico da secção longitudinal, as tensões de tracção deverão ocorrer nas fibras inferiores das secções de meio vão, e nas fibras superiores das secções dos pilares ou apoios.

As tensões que ocorrem nas fibras inferiores das secções de meio vão, são quantificadas através da seguinte expressão:

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{QP}}{I_c} \cdot v_{inf} - \frac{P \cdot e}{I_c} \cdot v_{inf} - \frac{P}{A_c} + \frac{M_{PE,hip}}{I_c} \cdot v_{inf} \quad (3.41)$$

Já as tensões que ocorrem nas fibras superiores das secções dos pilares ou apoios, são quantificadas através da seguinte expressão:

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{QP}}{I_c} \cdot v_{sup} - \frac{P \cdot e}{I_c} \cdot v_{sup} - \frac{P}{A_c} - \frac{M_{PE,hip}}{I_c} \cdot v_{sup} \quad (3.42)$$

De seguida apresentam-se as tensões nas fibras inferior e superior, para curto prazo (início da exploração) e para longo prazo.

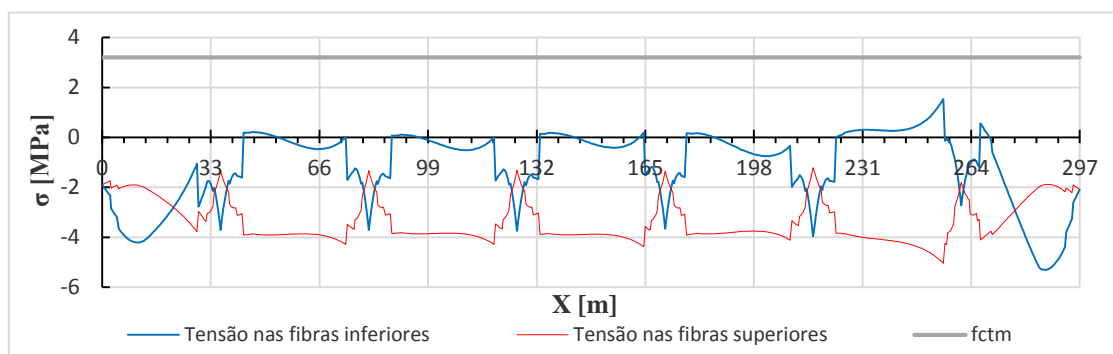


Figura 3.32 – Diagrama de tensões nas fibras inferior e superior, para curto prazo (início da exploração)

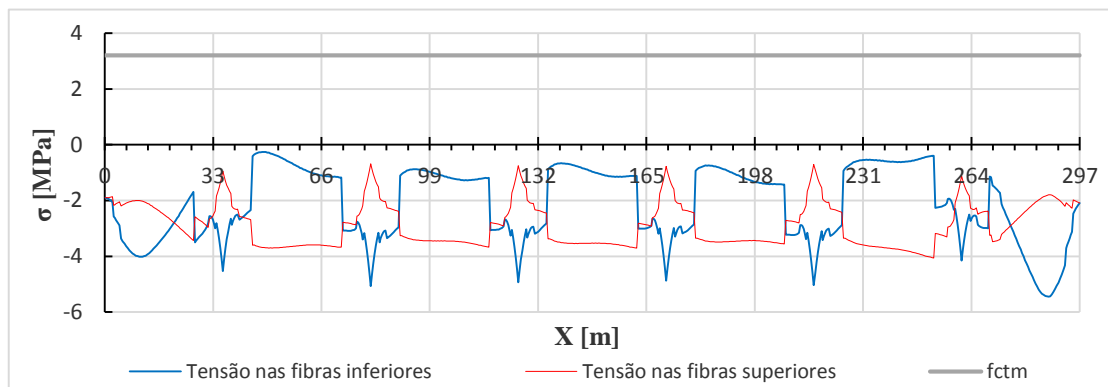


Figura 3.33 – Diagrama de tensões nas fibras superior e inferior, para longo prazo

Analisando-se os diagramas apresentados, é possível verificar-se que na situação de curto prazo (início da exploração) ocorrem algumas tensões de tracção, porém estas ocorrem nas secções dos apoios, e na fibra inferior, ou seja, ocorrem na fibra oposta à qual se encontra o cabo de pré-esforço, logo considera-se verificada a segurança ao estado limite de descompressão a curto prazo. Já na situação de longo prazo essas tensões de tracção são completamente anuladas, garantindo-se assim verificada a segurança ao estado limite de descompressão na secção longitudinal do tabuleiro.

Outra análise que importa fazer, tem que ver com a verificação do estado limite de descompressão, em cada uma das fases de construção do tabuleiro.

Assim sendo, de seguida apresentam-se os referidos diagramas.

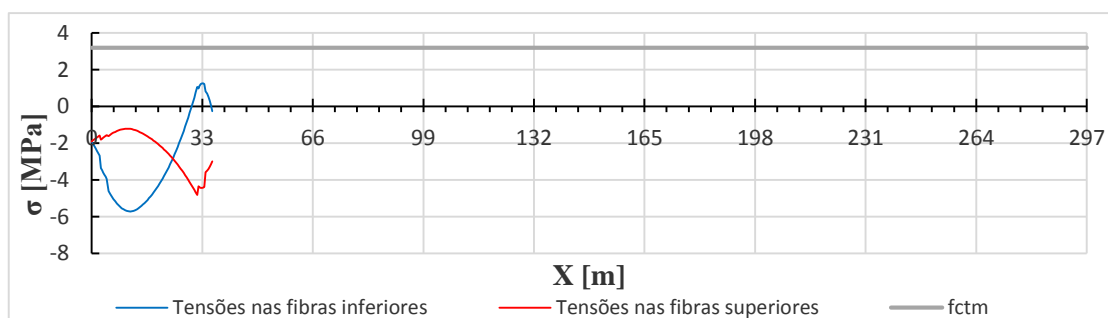


Figura 3.34 - Diagrama de tensões nas fibras superior e inferior, na fase 1

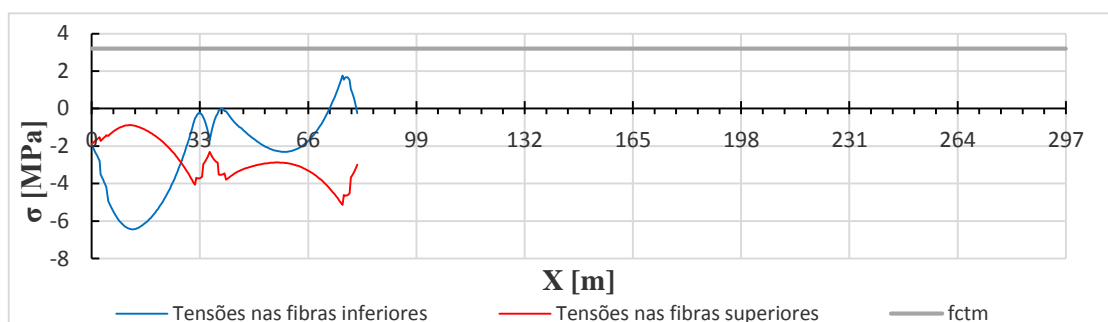


Figura 3.35 - Diagrama de tensões nas fibras superior e inferior, na fase 2

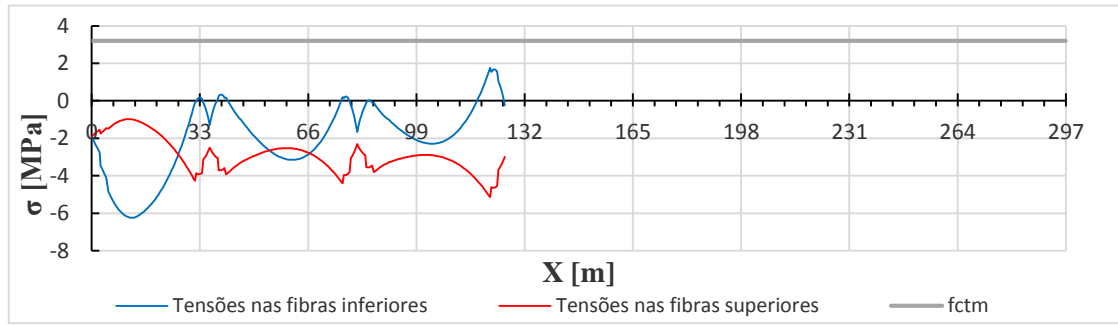


Figura 3.36 - Diagrama de tensões nas fibras superior e inferior, na fase 3

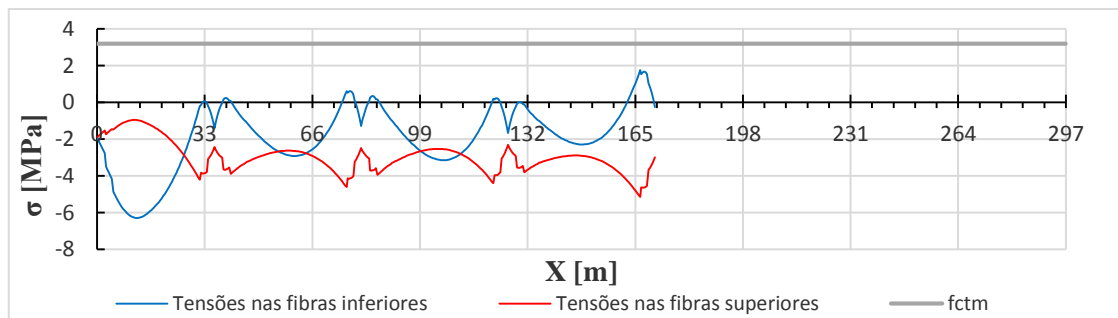


Figura 3.37 - Diagrama de tensões nas fibras superior e inferior, na fase 4

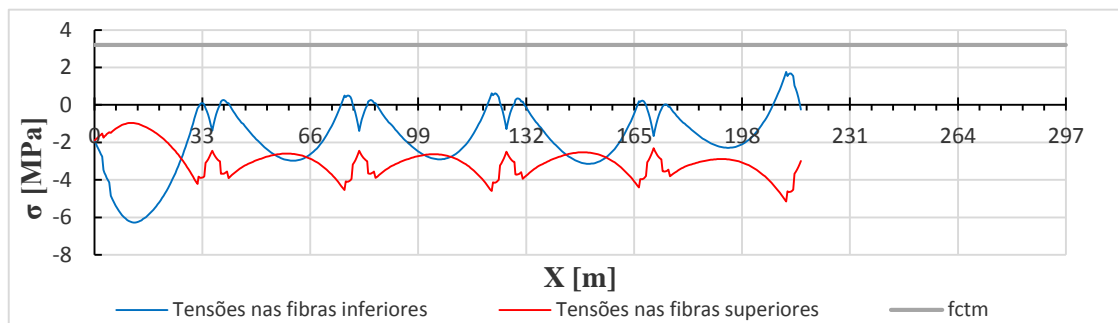


Figura 3.38 - Diagrama de tensões nas fibras superior e inferior, na fase 5

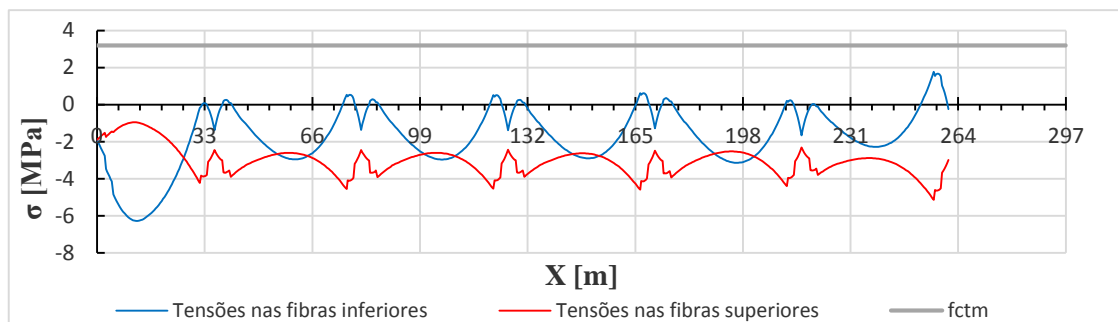


Figura 3.39 - Diagrama de tensões nas fibras superior e inferior, na fase 6

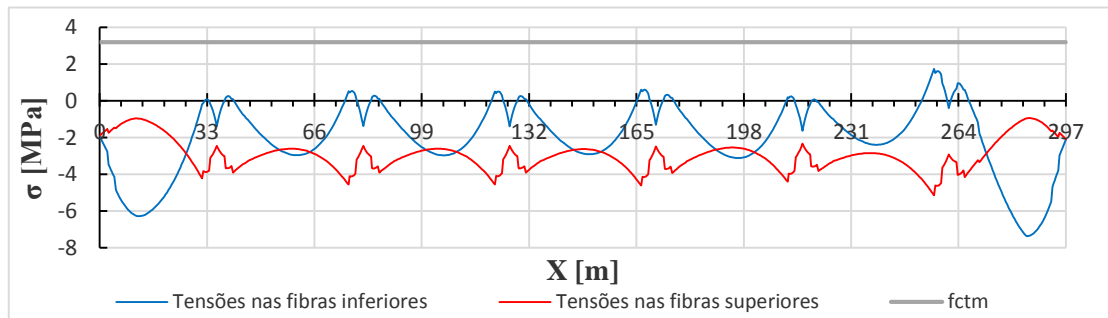


Figura 3.40 - Diagrama de tensões nas fibras superior e inferior, na fase 7

Em todas as fases construtivas ocorrem tensões de tracção na zona dos apoios, ou seja, verifica-se uma situação semelhante à que foi estudada para o diagrama de tensões para curto prazo, logo considera-se verificada a segurança ao estado limite de descompressão, considerando o faseamento construtivo do tabuleiro do viaduto rodoviário.

3.6.3.2. Estado limite de largura de fendas

A verificação do estado limite de largura de fendas tem por base as recomendações preconizadas no REBAP, mais concretamente no artigo 70º.

Para esta verificação, será utilizada a combinação frequente de acções, respeitando as recomendações preconizadas no artigo 65º do REBAP.

As tensões nas fibras são quantificadas através da seguinte expressão:

$$\sigma = \frac{M_{freq}}{I_c} \cdot v \pm \frac{P \cdot e}{I_c} \cdot v - \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_{PE,hip}}{I_c} \cdot v \quad (3.43)$$

Em que: M_{freq} → momento flector frequente;

I_c → momento de inércia da secção transversal do tabuleiro;

v → distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade da secção;

P → intensidade da força de pré-esforço;

e → excentricidade do cabo de pré-esforço;

A_c → área da secção transversal do tabuleiro;

$M_{PE,hip}$ → momento hiperstático devido ao pré-esforço.

Relativamente aos sinais a adoptar, o raciocínio é análogo ao que foi explicado no subcapítulo anterior.

O momento flector frequente é quantificado através da seguinte expressão:

$$M_{freq} = M_{PP} + M_{RCP} + \psi_{1,SC} \cdot M_{SC} + \psi_{2,VDT} \cdot M_{VDT} \quad (3.44)$$

De seguida apresentam-se as tensões nas fibras inferior e superior, para curto prazo (início da exploração) e para longo prazo.

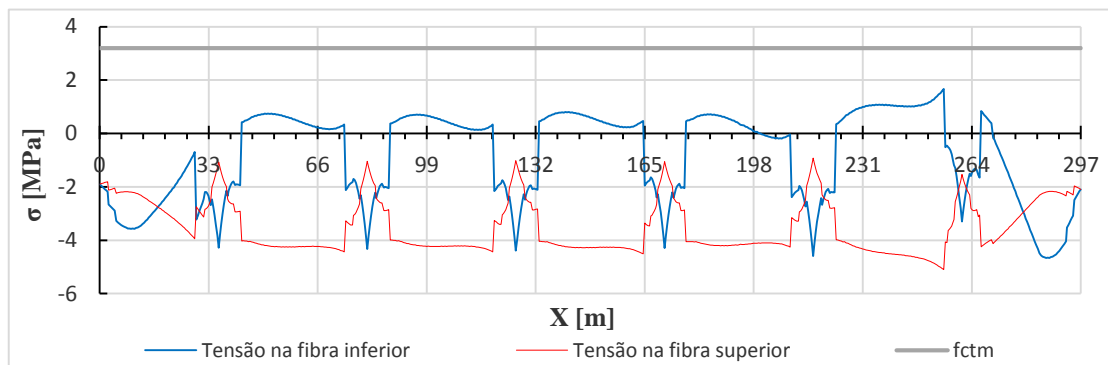


Figura 3.41 - Diagrama de tensões nas fibras superior e inferior, para curto prazo (início da exploração)

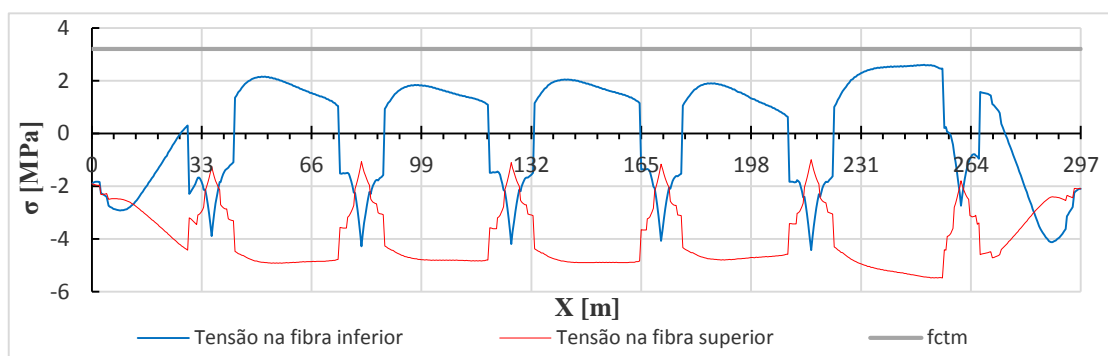


Figura 3.42 - Diagrama de tensões nas fibras superior e inferior, para longo prazo

Analisando-se os diagramas apresentados tanto na situação de curto prazo (início da exploração), como na situação de longo prazo verificam-se tensões de tracção, porém, não chegam a atingir, nem a exceder, o valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples (f_{ctm}). Assim sendo, considera-se verificada a segurança ao estado limite de abertura de fendas na secção longitudinal do tabuleiro.

3.6.3.3. Estado Limite de deformação

A verificação do estado limite de deformação, tem por base a regulamentação preconizada no artigo 72º do REBAP. Para esta verificação será efectuada a combinação frequente de acções, com a sobrecarga como acção variável base.

Analisando os resultados obtidos através do modelo de cálculo da secção longitudinal do tabuleiro do viaduto rodoviário em estudo, verifica-se que a flecha elástica máxima situa-se aproximadamente a meio vão dos tramos adjacentes aos tramos extremos, ou seja, os segundo e sexto tramos.

O cálculo do deslocamento vertical máximo é efectuada através da seguinte expressão:

$$\delta_{V,m\acute{a}x} = (\delta_{V,m\acute{a}x,PP} + \delta_{V,m\acute{a}x,PE} + \delta_{V,m\acute{a}x,RCP}) \times [1 + \varphi_c(t, t_0)_{m\acute{e}d}] + \psi_{1,SC} \times \delta_{V,m\acute{a}x,SC} + \psi_{2,SC} \times \delta_{V,m\acute{a}x,VDT} \quad (3.45)$$

De seguida apresenta-se o cálculo efectuado para determinação do deslocamento vertical máximo, para os tramos referidos.

$$\delta_{v,m\acute{a}x} = (-11,688 + 13,319 - 2,531) \times [1 + 2,415] + 0,4 \times (-7,152) + 0,3 \times (-1,127) = -5,764 \text{ mm} (\downarrow)$$

O artigo 72º do REBAP preconiza que a verificação da segurança ao estado limite de deformação é efectuada considerando-se uma flecha máxima correspondente a $\frac{1}{400}$ do vão condicionante. Assim sendo, o deslocamento vertical máximo admissível é calculado através da seguinte expressão:

$$\delta_{v,m\acute{a}x,adm} = \frac{L}{400} = \frac{45}{400} = 112,5 \text{ mm} (\downarrow)$$

Assim, conclui-se que está verificada a segurança ao estado limite de deformação para a direcção longitudinal do tabuleiro do viaduto rodoviário em estudo.

Os cálculos para todos os tramos são apresentados nas tabelas em anexo.

3.6.4. Estados limites últimos

A verificação da segurança aos estados limites últimos, para a direcção longitudinal do tabuleiro do viaduto rodoviário em estudo, foi efectuada considerando-se a combinação fundamental de acções. As acções consideradas para esta combinação foram: peso próprio do tabuleiro, restantes cargas permanentes, pré-esforço e sobrecarga. É de realçar que os momentos flectores devido à variação diferencial de temperatura não foram considerados, pois estes dependem da inércia da secção, ou seja, estes esforços dependem muito da rigidez, que reduzem-se com a fissuração do betão.

Relativamente ao pré-esforço, a parcela isostática é contabilizada para o momento resistente, e a parcela hiperstática é contabilizada para a determinação do momento actuante de cálculo.

3.6.4.1. Estado limite último de flexão

Para a verificação deste estado limite último, interessa estudar-se as secções condicionantes da secção longitudinal em estudo, que neste caso são as secções de meio vão, e as secções nos apoios ou pilares. Na presente secção longitudinal, os tramos adjacentes aos tramos extremos (segundo e sexto tramos) são os mais desfavoráveis no que diz respeito a secções de meio vão, e o pilar P5 é o apoio mais desfavorável.

– Momento actuante de cálculo

O cálculo do momento actuante é efectuado com recurso à seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_{G,PP} \times M_{PP} + \gamma_{G,RCP} \times M_{RCP} + \gamma_P \times M_{PE} + \gamma_Q \times M_{SC} \quad (3.46)$$

➤ Secção de meio vão (segundo e sexto tramos)

$$M_{Ed,max} = 1,35 \times 18308,81 + 1,5 \times 3611,20 + 1,2 \times 14605,66 + 1,5 \times 13275,38 = 67573,57 \text{ kN.m}$$

➤ Secção do apoio (Pilar P5)

$$M_{Ed,min} = 1,35 \times (-31582,30) + 1,5 \times (-7157,35) + 1,0 \times 13048,18 + 1,5 \times -14866,38 = -60013,84 \text{ kN.m}$$

De seguida apresenta-se a envolvente dos momentos flectores actuantes ao longo da secção longitudinal do tabuleiro do viaduto rodoviário em estudo.

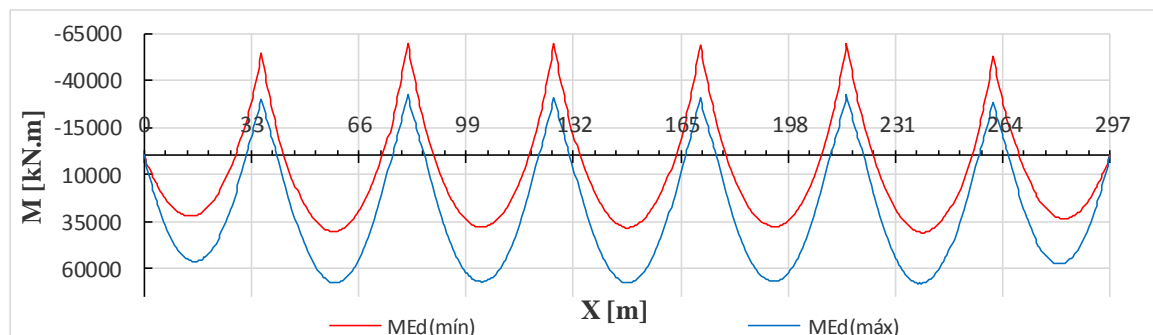


Figura 3.43 – Envolvente dos momentos flectores actuantes ao longo da secção longitudinal do viaduto rodoviário em estudo

– Momento resistente

O cálculo dos momentos resistentes é efectuado através do equilíbrio de momentos proporcionados pelas forças que ocorrem na secção, ou seja, forças de compressão no betão, forças de tracção nas armaduras passivas e forças de pré-esforço.

Assim sendo, interessa agora calcular a armadura mínima longitudinal a adoptar, que é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{syk}} \cdot b_l \cdot d \quad (3.47)$$

Em que: b_l → largura da alma;

$$d_s \rightarrow \text{altura útil da secção para as armaduras passivas} \quad \left(d_s = h_{alma} - rec - \phi_w - \frac{\phi_L}{2} \right)$$

De seguida procede-se ao cálculo da altura útil da secção para as armaduras passivas.

$$d_s = 3,00 - 0,04 - 0,016 - \frac{0,025}{2} = 2,9315 \text{ m}$$

Agora procede-se ao cálculo da armadura mínima longitudinal, e conseqüente armadura adoptada, para as secções condicionantes mencionadas anteriormente.

- Secção de meio vão (segundo e sexto tramos)

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 0,6 \times 2,9315 = 29,27 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{s,adop} = 6\phi 25 = 29,45 \text{ cm}^2$$

Tendo em conta que se tem duas almas, então: $A_s = 2 \times 29,45 = 58,9 \text{ cm}^2$

- Secção do apoio (Pilar P5)

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1,2 \times 2,9315 = 58,54 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{s,adop} = 12\phi 25 = 58,90 \text{ cm}^2$$

Novamente tendo em conta as duas almas, tem-se: $A_s = 2 \times 58,9 = 117,8 \text{ cm}^2$

O equilíbrio de momentos proporcionado pelas forças que actuam na secção, é dado pela seguinte expressão:

$$F_c = F_s + F_p \quad (3.48)$$

Em que: $F_c \rightarrow$ forças de compressão no betão ($F_c = f_{cd} \cdot b \cdot y$);

$F_s \rightarrow$ forças de tracção nas armaduras passivas ($F_s = f_{syd} \cdot A_s$);

$F_p \rightarrow$ forças de pré-esforço ($F_p = f_{pyd} \cdot A_p$);

Agora procede-se ao cálculo das forças de equilíbrio, e conseqüente posição da linha neutra, admitindo-se a hipótese de cedência das armaduras.

- Secção de meio vão (segundo e sexto tramos)

$$F_s = 435 \times 10^3 \times 58,9 \times 10^{-4} = 2562,15 \text{ kN}$$

$$F_p = 1400 \times 10^3 \times 4 \times 31 \times 1,5 \times 10^{-4} = 26040 \text{ kN}$$

$$F_c = 23,33 \times 10^3 \times 14,2 \times y$$

$$F_c = F_s + F_p \Leftrightarrow 23,33 \times 10^3 \times 14,2 \times y = 2562,15 + 26040 \Leftrightarrow y = 0,086 \text{ m}$$

$$x = \frac{y}{0,8} = \frac{0,086}{0,8} = 0,1075 \text{ m} < e_{\text{banzo}} = 0,35 \text{ m} \rightarrow \text{A linha neutra situa-se no banzo.}$$

- Secção do apoio (Pilar P5)

$$F_s = 435 \times 10^3 \times 117,8 \times 10^{-4} = 5124,30 \text{ kN}$$

$$F_p = 1400 \times 10^3 \times 4 \times 31 \times 1,5 \times 10^{-4} = 26040 \text{ kN}$$

$$F_c = 23,33 \times 10^3 \times (2 \times 1,2) \times y$$

$$F_c = F_s + F_p \Leftrightarrow 23,33 \times 10^3 \times (2 \times 1,2) \times y = 5124,30 + 26040 \Leftrightarrow y = 0,557 \text{ m}$$

$$x_{LN} = \frac{y}{0,8} = \frac{0,557}{0,8} = 0,696 \text{ m} > e_{\text{banzo}} = 0,35 \text{ m} \rightarrow \text{A linha neutra situa-se na alma.}$$

Agora interessa garantir-se que está verificada a hipótese de cedência das armaduras.

Cálculo da altura útil da secção para as armaduras de pré-esforço:

- Secção de meio vão (segundo e sexto tramos)

$$d_p = h_{alma} - rec_{inf} = 3,00 - 0,30 = 2,70m$$

- Secção do apoio (Pilar P5)

$$d_p = h_{alma} - rec_{sup} = 3,00 - 0,18 = 2,82m$$

Verificação da hipótese de cedência:

- Secção de meio vão (segundo e sexto tramos)

- Armaduras passivas:

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,9315 - 0,1075}{0,1075} \times 3,5 = 92 \text{ ‰} > \varepsilon_{syd} = 2,175 \text{ ‰}$$

→ Verifica a hipótese de cedência

- Armaduras activas, ou de pré-esforço:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,70 - 0,1075}{0,1075} \times 3,5 = 84,4 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p\infty} + \Delta\varepsilon_p = \left(\frac{1000}{195 \times 10^3} \times 10^3 \right) + 84,4 = 89,5 \text{ ‰} > \varepsilon_{pyd} = \frac{1400}{195 \times 10^3} = 7,2 \text{ ‰}$$

→ Verifica a hipótese de cedência

- Secção do apoio (Pilar P5)

- Armaduras passivas:

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,9315 - 0,696}{0,696} \times 3,5 = 11 \text{ ‰} > \varepsilon_{syd} = 2,175 \text{ ‰}$$

→ Verifica a hipótese de cedência

- Armaduras activas, ou de pré-esforço:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,82 - 0,696}{0,696} \times 3,5 = 10,7 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p\infty} + \Delta\varepsilon_p = \left(\frac{1000}{195 \times 10^3} \times 10^3 \right) + 10,7 = 15,8 \text{ ‰} > \varepsilon_{pyd} = \frac{1400}{195 \times 10^3} = 7,2 \text{ ‰}$$

→ Verifica a hipótese de cedência

Verificada a hipótese de cedência das armaduras, agora procede-se ao cálculo do momento resistente através da seguinte expressão:

$$M_{Rd} = F_s \cdot z_s + F_p \cdot z_p \quad (3.49)$$

➤ Secção de meio vão (segundo e sexto tramos)

$$z_s = d_s - \frac{y}{2} = 2,9315 - \frac{0,086}{2} = 2,89m$$

$$z_p = d_p - \frac{y}{2} = 2,70 - \frac{0,086}{2} = 2,66m$$

$$M_{Rd} = 5124,3 \times 2,89 + 26040 \times 2,66 = 84075,63kN.m > M_{Ed} = 67573,57kN.m$$

➤ Secção do apoio (Pilar P5)

$$z_s = d_s - \frac{y}{2} = 2,9315 - \frac{0,696}{2} = 2,65m$$

$$z_p = d_p - \frac{y}{2} = 2,82 - \frac{0,696}{2} = 2,54m$$

$$M_{Rd} = 5124,3 \times 2,65 + 26040 \times 2,54 = 79721kN.m > M_{Ed} = |-60013,84|kN.m$$

Calculados os momentos resistentes, verifica-se que estes são superiores aos momentos flectores actuantes de cálculo, logo considera-se verificada a segurança ao estado limite último de flexão.

3.6.4.2. Estado limite último de esforço transverso

Para a verificação deste estado limite último, interessa estudar as secções condicionantes da direcção longitudinal em estudo, que neste caso são as secções nos apoios ou pilares. Para a determinação do esforço transverso actuante considerou-se $\alpha = 90^\circ$ e $\theta = 30^\circ$.

Em que: α → ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso com o eixo longitudinal da secção do tabuleiro;

θ → ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do tabuleiro.

Tal como é preconizado no EC2, o esforço transverso foi calculado a uma distância da face do apoio, correspondente à altura útil da secção para as armaduras passivas.

$$d_s = 3,00 - 0,04 - \frac{0,016}{2} = 2,952m$$

Esforço transverso actuante:

O esforço transverso actuante é determinado através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_{G,PP} \cdot V_{PP} + \gamma_{G,RCP} \cdot V_{RCP} + \gamma_P \cdot V_{PE} + \gamma_Q \cdot V_{SC} \quad (3.50)$$

Esforço transversal resistente:

Já o esforço transversal resistente é calculado segundo a regulamentação preconizada no EC2. Inicialmente é necessário calcular-se a armadura mínima transversal, através da seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_{w,nom} \cdot \text{sena} \quad (3.51)$$

Também interessa calcular-se a espessura nominal das almas ($b_{w,nom}$), através da seguinte expressão:

$$b_{w,nom} = \begin{cases} b_w, & \text{se } \phi_b \leq \frac{b_w}{8} \\ b_w - 0,5 \cdot \sum \phi_b, & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (3.52)$$

Em que: b_w → espessura das duas almas

ϕ_b → diâmetro exterior da bainha dos cabos de pré-esforço

($\phi_b = 138\text{mm}$; Valor obtido através de um catálogo da DIWIDAG)

A armadura de cálculo a ser determinada corresponde ao valor máximo, compreendido entre o valor da armadura mínima transversal e o valor da armadura calculada através do esforço transversal actuante.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_d = \max \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min}; \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{syd} \cdot \cot \theta} \right\} \quad (3.53)$$

O esforço transversal resistente corresponde ao valor mínimo, compreendido entre o valor do esforço transversal associado à cedência dos estribos ($V_{Rd,s}$), e o valor do esforço transversal associado ao esmagamento das bielas de betão ($V_{Rd,max}$).

$$V_{Rd} = \min \left\{ f_{syd} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot [(\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \text{sena}]; \frac{\alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_{w,nom} \cdot z}{\cot \theta + \text{tg} \theta} \right\} \quad (3.54)$$

De seguida, apresenta-se um gráfico que ilustra a envolvente do esforço transversal actuante, assim como a envolvente do esforço transversal resistente.

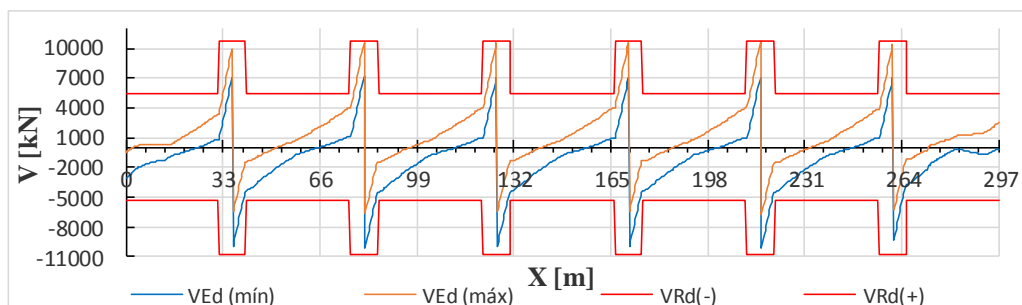


Figura 3.44 – Diagramas de esforço transversal actuante, e de esforço transversal resistente

Analisando-se o gráfico apresentado, é possível verificar-se que o esforço transverso resistente é sempre superior ao esforço transverso actuante, logo considera-se garantida a segurança ao estado limite último de esforço transverso.

3.7. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

A verificação da segurança na direcção transversal do tabuleiro será efectuada para as consolas laterais, laje intermédia e carlinga, seguindo a combinação fundamental de acções.

De seguida apresenta-se uma representação ilustrativa dos vários elementos constituintes da secção transversal do tabuleiro, e que vão ser estudados.

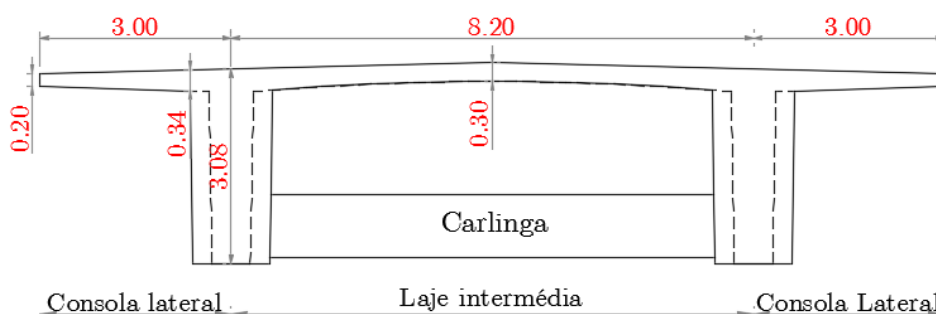


Figura 3.45 – Elementos constituintes da secção transversal do tabuleiro

A secção transversal do tabuleiro é constituída por betão da classe C35/45, e armaduras passivas da classe A500 NR.

Relativamente ao modelo de cálculo implementado, este foi concebido considerando uma secção com as características da secção corrente do tabuleiro, com a extensão do vão mais condicionante (45 metros), com as devidas condições de fronteira.

As acções que actuam na direcção transversal são o peso próprio da estrutura, restantes cargas permanentes, veículo tipo, sobrecarga uniforme do passeio e sobrecarga concentrada do passeio.

As acções relativas às restantes cargas permanentes são apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 3.25 – Quantificação das cargas que constituem as restantes cargas permanentes

Elemento		Carga [kN/m]	Extensão [m]	Carga distribuída equivalente [kN/m ²]	
RCP	Viga de bordadura	2,50	9,56	1,10	8,69
	Guarda-corpos	1,00			
	Enchimento dos passeios	2,23			
	Lancil	2,83			
	Guarda de segurança	1,00			
	Tapete betuminoso (Laje intermédia)	-	-	1,92	

De realçar que a extensão de 1,10 metros corresponde à largura do passeio incluindo os lancis.

Relativamente à sobrecarga uniforme no passeio, considerou-se uma carga superficial de 3,00 kN/m², e para a sobrecarga concentrada no passeio considerou-se aplicada, no ponto extremo do passeio, uma carga concentrada de 20,00 kN.

Já o veículo tipo corresponde ao que vem preconizado no RSA.

De seguida apresentam-se os três casos de carga, relativamente ao posicionamento do veículo tipo na secção transversal do tabuleiro.

I. Veículo tipo junto ao passeio

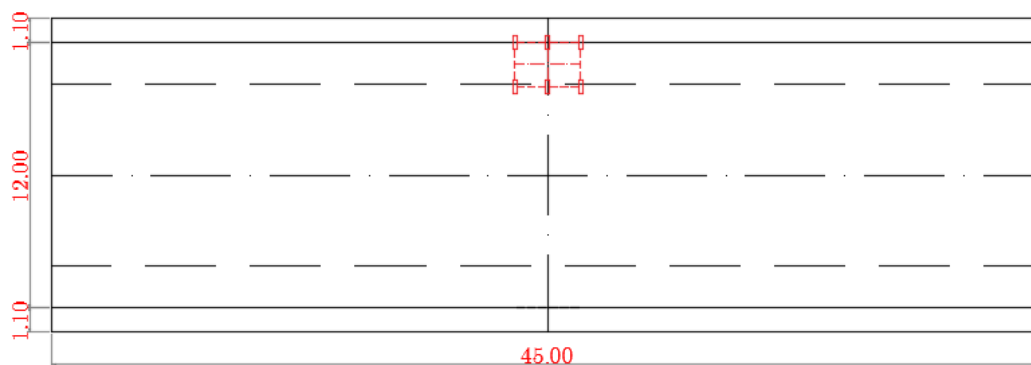


Figura 3.46 – Posicionamento do veículo tipo, para o caso de carga junto ao passeio

II. Veículo tipo centrado

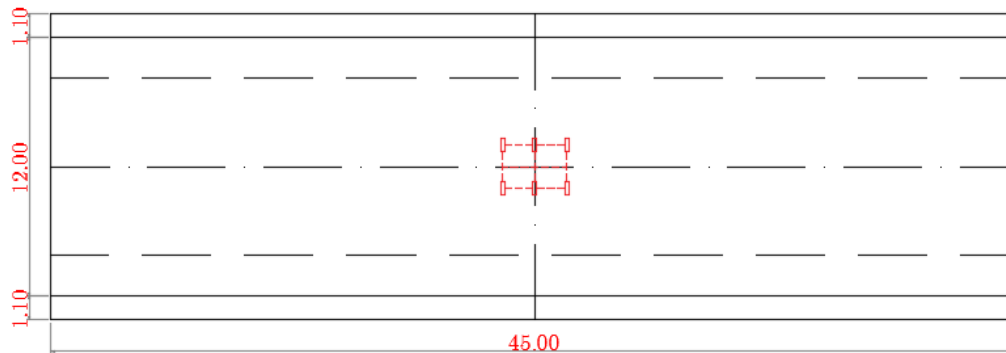


Figura 3.47 – Posicionamento do veículo tipo, para o caso de carga do veículo centrado

III. Veículo tipo com uma roda centrada

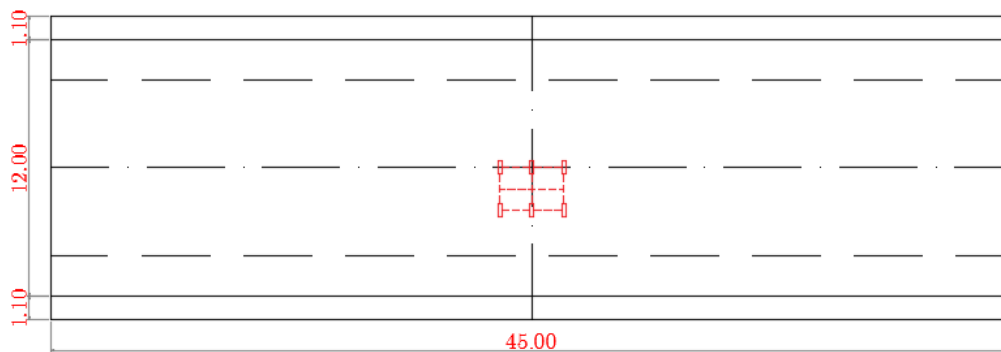


Figura 3.48 – Posicionamento do veículo tipo, para o caso de carga do veículo com uma roda centrada

Através do modelo de cálculo implementado, obtiveram-se os seguintes esforços actuantes na direcção transversal do tabuleiro.

Tabela 3.26 – Esforços actuantes na direcção transversal do tabuleiro

Acção	Consola lateral		Laje intermédia		
	M [kNm/m]	V [kNm/m]	M [kNm/m]	V [kNm/m]	
PP	-21,331	15,760	26,575	-27,320	
RCP	-21,299	11,730	-3,789	-7,210	
SCU no passeio	-6,540	3,190	-4,411	-0,130	
SCC no passeio	-9,031	3,980	-1,508	-0,590	
VT	VT junto ao passeio	-70,047	56,720	-7,093	-5,670
	VT centrado	-4,917	2,910	59,016	-47,460
	VT com roda centrada	-5,738	3,480	80,714	-67,650

Os vários diagramas de momentos flectores e de esforço transversal, para as secções que foram referidas são apresentados em anexo.

3.7.1. Consolas laterais

Para se efectuar a análise transversal das consolas laterais, considerou-se um modelo de cálculo de uma consola encastrada na viga do tabuleiro, constituindo um vão com 3,00 metros de comprimento, tal como é ilustrado na figura seguinte.

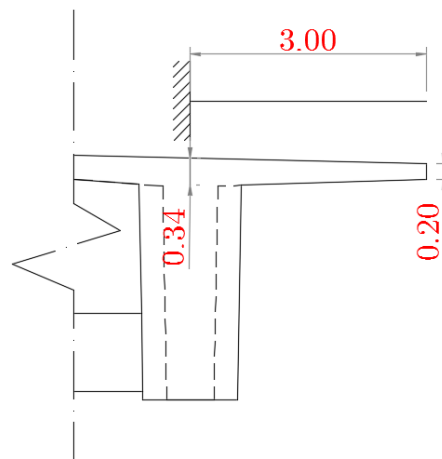


Figura 3.49 – Modelo de cálculo das consolas laterais, para a análise transversal

De realçar que as consolas laterais apresentam uma espessura variável com 0,20 metros na sua extremidade (e_1), e 0,34 metros no encastramento (e_2).

3.7.1.1. Estado limite último de flexão

A verificação deste estado limite último será efectuada para a secção condicionante das consolas laterais, que corresponde à extremidade interior das mesmas.

As cargas permanentes a ser consideradas são o peso próprio e restantes cargas permanentes, já relativamente às cargas variáveis a acção variável base é o veículo tipo junto ao passeio, e a restante acção variável é a sobrecarga concentrada no passeio.

– Momento actuante de cálculo

O momento actuante de cálculo a ser determinado para a secção condicionante referida, é dado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_{G,PP} \cdot M_{PP} + \gamma_{G,RCP} \cdot M_{RCP} + \gamma_Q \cdot [M_{VT-jp} + \psi_{0,SC} \cdot M_{SCC,passeio}] \quad (3.55)$$

$$M_{Ed} = 1,35 \times (-21,331) + 1,5 \times (-21,300) + 1,5 \times [(-70,047) + 0,6 \times (-9,031)] = -173,942 \text{ kN.m/m}$$

– **Momento resistente**

De seguida, apresentam-se os cálculos necessários para a obtenção do valor da força de tracção nas armaduras, assim como o seu braço.

Altura útil da secção:

$$d = e_2 - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 0,34 - 0,04 - \left(\frac{0,016}{2} \right) = 0,292m$$

Coefficiente μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-173,942|}{1,00 \times 0,292^2 \times 23,33 \times 10^3} = 0,08744$$

Taxa mecânica de armadura:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08744} = 0,0916$$

Cálculo da área de armaduras passivas a adoptar:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0916 \times 1,00 \times 0,292 \times \left(\frac{23,3}{435} \right) = 14,36cm^2 / m$$

$$A_{s,adop} = \phi 16 // .125 = 16,08cm^2 / m$$

3.7.1.2. Estado limite último de esforço transverso

A verificação deste estado limite último será efectuada para a secção condicionante das consolas laterais, que corresponde à extremidade interior das mesmas.

– **Esforço transverso actuante**

$$V_{Ed} = \gamma_{G,PP} \cdot V_{PP} + \gamma_{G,RCP} \cdot V_{RCP} + \gamma_Q \cdot [V_{VT-jp} + \psi_{0,SC} \cdot V_{SCC,passeio}] \quad (3.56)$$

$$V_{Ed} = 1,35 \times 15,76 + 1,5 \times 11,73 + 1,5 \times [56,72 + 0,6 \times 3,98] = 127,533kN / m$$

– **Esforço transverso resistente**

O esforço transverso resistente é determinado através da regulamentação preconizada na cláusula 6.6.2 do EC2, e é dado pela seguinte expressão.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{CP} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.57)$$

O valor obtido através desta expressão não deverá ser inferior ao esforço transverso mínimo dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{CP}) \cdot b_w \cdot d \quad (3.58)$$

Resolução da expressão (3.57):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \Rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{292}} = 1,828 \leq 2,0$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = (0,035 \times 1,828^{\frac{3}{2}} \times 35^{\frac{1}{2}}) \times 10^3 = 511,595 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$\sigma_{CP} = 0$, tendo em conta que não há esforço axial actuante na consola;

$$V_{Rd,c} = (511,595 + 0,15 \times 0) \times 1,000 \times 0,292 = 149,386 \text{ kN} / \text{m}$$

Resolução da expressão (3.57):

$$\rho_1 = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{16,08 \times 10^{-4}}{1,000 \times 0,292} = 0,005507 \leq 0,02$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,120$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,120 \times 1,828 \times (100 \times 0,005507 \times 35)^{\frac{1}{2}} + 0,15 \times 0 \right] \cdot 1,000 \cdot 0,292 = 171,7 \text{ kN} / \text{m}$$

Verificação da segurança ao ELU de esforço transverso:

Tendo em conta que o esforço transverso resistente é superior ao esforço transverso actuante de cálculo, então considera-se verificada a segurança ao estado limite último de esforço transverso na direcção transversal do tabuleiro, tal como se comprova de seguida.

$$V_{Ed} = 127,533 \text{ kN} / \text{m} < V_{Rd} = 171,7 \text{ kN} / \text{m}$$

3.7.2. Laje intermédia

As características da laje intermédia estão ilustradas na figura 3.45.

3.7.2.1. Estado limite último de flexão

Para a verificação da segurança a este estado limite último, considerou-se como acções permanentes o peso próprio e restantes cargas permanentes, já relativamente às acções variáveis, considerou-se como acção variável base o veículo tipo com roda centrada na secção transversal do tabuleiro, e a restante acção variável é a sobrecarga concentrada no passeio.

A secção condicionante para a laje intermédia é a secção de meio vão.

– Momento actuante de cálculo

Importa realçar que, pelo facto da acção variável da sobrecarga uniforme no passeio ser favorável, não se considera esta acção para o cálculo do momento actuante de cálculo, tal como

é preconizado no RSA. Assim sendo, o momento actuante de cálculo é dado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_{G,PP} \cdot M_{PP} + \gamma_{G,RCP} \cdot M_{RCP} + \gamma_Q \cdot M_{VT-r} + \gamma_Q \cdot \psi_{0,SC} \cdot M_{SC, passeio} \quad (3.59)$$

$$M_{Ed} = 1,35 \times 26,575 + 1,00 \times (-3,789) + 1,5 \times 80,714 + 0 \times 0,6 \times (-1,508) = 153,159 \text{ kNm} / \text{m}$$

– Momento resistente

Para o cálculo do momento resistente considerou-se a espessura da secção central do tabuleiro com 0,3 metros (e_3).

De seguida, apresentam-se os cálculos necessários para a determinação da força de tracção das armaduras passivas, assim como o seu braço.

Altura útil da secção:

$$d = e_3 - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 0,30 - 0,04 - \left(\frac{0,016}{2} \right) = 0,252m$$

Coefficiente μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{153,159}{1,00 \times 0,252^2 \times 23,33 \times 10^3} = 0,10338$$

Taxa mecânica de armaduras:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,10338} = 0,10936$$

Cálculo da área de armaduras passivas a adoptar:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,10936 \times 1,00 \times 0,252 \times \left(\frac{23,3}{435} \right) = 14,79cm^2 / m$$

$$A_{s,adop} = \phi 16 // .125 = 16,08cm^2 / m$$

Cálculo da força de tracção das armaduras passivas:

$$F_s = A_s \cdot f_{syd} = 16,08 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 = 699,13kN / m$$

Cálculo do momento resistente:

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 0,252 = 0,227m$$

$$M_{Rd} = F_s \cdot z = 699,13 \times 0,227 = 158,56kN \cdot m / m$$

Verificação da segurança ao ELU de flexão:

Tendo em conta que o momento resistente é superior ao momento actuante de cálculo, então conclui-se que está verificada a segurança ao estado limite último de flexão, na direcção transversal do tabuleiro, tal como se comprova de seguida.

$$M_{Ed} = 153,159kNm / m < M_{Rd} = 158,56kNm / m$$

3.7.2.2. Estado limite último de esforço transversal

Para se efectuar a verificação da segurança para este estado limite último, considerou-se como secção condicionante a secção na proximidade do apoio (lado interior da alma).

– **Esforço transversal actuante**

$$V_{Ed} = \gamma_{G,PP} \cdot V_{PP} + \gamma_{G,RCP} \cdot V_{RCP} + \gamma_Q \cdot [V_{VT-rc} + \psi_{0,SC} \cdot V_{SCC,passeio}] \quad (3.60)$$

$$V_{Ed} = 1,35 \times (-27,32) + 1,5 \times (-7,21) + 1,5 \times [(-67,65) + 0,6 \times (-0,59)] = -149,703 \text{ kN} / \text{m}$$

– **Esforço transversal resistente**

O raciocínio é análogo ao que foi realizado para o caso das consolas laterais do tabuleiro.

Resolução da expressão (3.57):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \Rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{252}} = 1,891 \leq 2,0$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = (0,035 \times 1,891^{\frac{3}{2}} \times 35^{\frac{1}{2}}) \times 10^3 = 538,387 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$\sigma_{CP} = 0$, tendo em conta que não há esforço axial actuante na consola;

$$V_{Rd,c} = (538,387 + 0,15 \times 0) \times 1,000 \times 0,252 = 135,674 \text{ kN} / \text{m}$$

Resolução da expressão (3.57):

$$\rho_1 = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{16,08 \times 10^{-4}}{1,000 \times 0,252} = 0,006381 \leq 0,02$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,50} = 0,120$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,120 \times 1,891 \times (100 \times 0,006381 \times 35)^{\frac{2}{3}} + 0,15 \times 0 \right] \cdot 1,000 \cdot 0,252 = 161,026 \text{ kN} / \text{m}$$

Verificação da segurança ao ELU de esforço transversal:

Tendo em conta que o esforço transversal resistente é superior ao esforço transversal actuante de cálculo, então considera-se verificada a segurança ao estado limite último de esforço transversal na direcção transversal do tabuleiro, tal como se comprova de seguida.

$$V_{Ed} = |-149,703| \text{ kN} / \text{m} < V_{Rd} = 161,026 \text{ kN} / \text{m}$$

3.7.3. Carlingas

As carlingas estão presentes nas secções de apoio, tanto nas secções dos encontros como nas secções dos pilares. Para o dimensionamento destes elementos, considerou-se uma secção transversal com uma altura de 1,00 metros, e 0,50 metros de largura.

De realçar que, tendo em conta que os esforços actuantes nas carlingas são muito reduzidos, estes não foram considerados para o seu dimensionamento, adoptando-se assim uma armadura mínima.

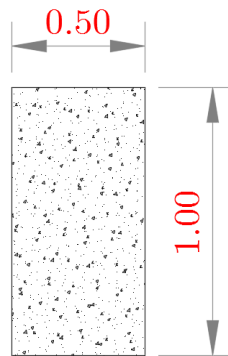


Figura 3.50 – Secção transversal das carlingas

3.7.3.1. Armadura longitudinal

Altura útil da secção:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 1,00 - 0,04 - \left(\frac{0,016}{2} \right) = 0,952m$$

Armadura longitudinal mínima:

$$A_{s,mín} = 0,26 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{syk}} \cdot b_l \cdot d = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 0,5 \times 0,952 = 9,11cm^2$$

$$A_{s,adop} = 6\phi 16 = 12,06cm^2$$

3.7.3.2. Armadura transversal

A armadura transversal mínima, é calculada através da seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{mín} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot sen\alpha = \frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} \times 0,5 \times sen90^\circ = 4,73 \text{ cm}^2 / m$$

$$2 \text{ ramos: } \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{mín} = \frac{4,73}{2} = 2,37 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{adop} = \phi 10 // .25 = 3,14 \text{ cm}^2 / m$$

3.8. PILARES E SUAS FUNDAÇÕES

O presente viaduto rodoviário em estudo apresenta seis alinhamentos duplos de pilares, cada pilar apresentando uma secção circular com 2,20 metros de diâmetro.

Os alinhamentos de pilares P2 e P3 apresentam fundações indirectas, por intermédio de estacas moldadas, e os restantes alinhamentos de pilares apresentam fundações directas, por intermédio de sapatas isoladas.

De realçar que os pilares são constituídos por betão da classe C35/45, e por armaduras passivas A500 NR. Já as fundações são constituídas por betão da classe C30/37, e o mesmo tipo de armadura passiva.

Tanto os pilares como as suas fundações serão dimensionados para os seus estados limites últimos.

3.8.1. Esforços actuantes

Para a quantificação dos esforços actuantes foi implementado um modelo de cálculo tridimensional, para ser efectuada a sua análise sísmica através da quantificação do espectro de resposta correspondente à zona sísmica em estudo. Assim sendo, considera-se a acção dinâmica do sismo, assim como as restantes acções estáticas, sendo estas o peso próprio, pré-esforço, restantes cargas permanentes e sobrecarga longitudinal. Também se consideram as acções da variação diferencial de temperatura, e variação uniforme de temperatura.

De realçar que os esforços provenientes da acção sísmica são minorados, através do coeficiente de comportamento sísmico, tal como preconiza o REBAP, no artigo 33º.

Os esforços actuantes nos pilares foram analisados para a combinação sísmica, e para a combinação fundamental de acções, sendo que a combinação sísmica é a mais gravosa para a análise dos pilares.

De seguida apresenta-se uma tabela com os esforços actuantes em cada um dos seis pilares, devido à combinação sísmica de acções.

Tabela 3.27 – Esforços actuantes nos pilares, devido à combinação sísmica de acções

Pilar	N_{Ed} [kN]	V_{Ed,x} [kN]	V_{Ed,y} [kN]	M_{Ed,x} [kN.m]	M_{Ed,y} [kN.m]
P1	-7111,074	621,159	345,703	-8299,730	-14979,350
P2	-12656,018	-955,167	-836,448	-14031,178	-15760,636
P3	-11225,316	-626,917	-540,453	10467,985	11911,580
P4	-10666,660	-537,851	-458,458	9358,574	10757,170
P5	-12891,768	-1268,985	-1089,346	-16593,621	-19035,839
P6	-8115,267	1072,214	596,277	-11929,649	-21530,629

3.8.1.1. Efeitos de segunda ordem

É necessário proceder-se à correcção dos valores dos momentos flectores, devido aos efeitos de segunda ordem nos pilares.

Os efeitos de segunda ordem foram determinados pelo método da rigidez nominal, segundo a regulamentação preconizada no EC2, referente a este método.

De seguida apresentam-se as expressões necessárias para a determinação dos efeitos de segunda ordem, na direcção longitudinal do tabuleiro.

➤ **Cálculo das imperfeições geométricas**

– Inclinação das imperfeições

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (3.61)$$

Em que: θ_0 → valor básico (0,05 – valor recomendado pelo EC2);

α_h → coeficiente de redução relativo ao comprimento ou à altura; $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}}$; $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$;

α_m → coeficiente de redução relativo ao número de elementos; $\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$;

L → comprimento dos pilares [m];

m → número de elementos verticais que contribuem para o efeito total;

– Excentricidade devido às imperfeições geométricas

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{L_0}{2} \quad (3.62)$$

Em que: θ_i → inclinação das imperfeições geométricas;

L_0 → comprimento efectivo dos pilares; $L_0 = \mu \cdot L$;

Relativamente ao comprimento efectivo dos pilares, importa referir que os alinhamentos de pilares P1 e P6 são rotulados nas duas direcções, e os alinhamentos de pilares P2 a P5 têm ligação monolítica com o tabuleiro, o que tem importância para o valor do coeficiente de encurvadura (μ).

Assim sendo, os alinhamentos de pilares P1 e P6 apresentam um comprimento efectivo dado pela seguinte expressão:

$$L_0 = 2 \cdot L \quad (3.63)$$

Já os alinhamentos de pilares P2 a P5 apresentam um comprimento efectivo dado pela seguinte expressão:

$$L_0 = L \quad (3.64)$$

De seguida apresenta-se uma tabela com os valores calculados das imperfeições geométricas para cada pilar.

Tabela 3.28 – Cálculo das imperfeições geométricas para cada pilar

Pilar	L [m]	L₀ [m]	α_h	$\alpha_{h, \text{corrigido}}$	θ_i	e_i [m]
P1	24,000	48,000	0,40825	0,66667	0,00333	0,080
P2	33,000	33,000	0,34816	0,66667	0,00333	0,055
P3	38,000	38,000	0,32444	0,66667	0,00333	0,063
P4	40,000	40,000	0,31623	0,66667	0,00333	0,067
P5	30,000	30,000	0,36515	0,66667	0,00333	0,050
P6	20,000	40,000	0,44721	0,66667	0,00333	0,067

➤ Momentos de primeira ordem afectados pelas imperfeições geométricas

Para o cálculo dos momentos de primeira ordem, afectados pelas imperfeições geométricas, foi aplicada a seguinte expressão:

$$M_{0,Ed,i} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_i \quad (3.65)$$

De seguida, apresenta-se uma tabela com os momentos de primeira ordem afectados pelas imperfeições geométricas, para cada pilar. Importa realçar que a direcção Y é a que apresenta valores mais condicionantes, e apresentam-se na seguinte tabela.

Tabela 3.29 – Cálculo dos momentos de primeira ordem, afectados pelas imperfeições geométricas, para cada pilar

Pilar	e_i [m]	$M_{Ed,y}$ [kN.m]	N_{Ed} [kN]	$M_{0Ed,i,y}$ [kN.m]
P1	0,080	-14979,350	-7111,074	-15548,236
P2	0,055	-15760,636	-12656,018	-16456,717
P3	0,063	11911,580	-11225,316	11200,644
P4	0,067	10757,170	-10666,660	10046,060
P5	0,050	-19035,839	-12891,768	-19680,428
P6	0,067	-21530,629	-8115,267	-22071,647

➤ Verificação da dispensa dos efeitos de segunda ordem

A dispensa dos efeitos de segunda ordem é verificada, caso a esbelteza dos pilares (λ) seja inferior à esbelteza limite (λ_{lim}), tal como se demonstra na expressão seguinte:

$$\lambda \leq \lambda_{lim} \quad (3.66)$$

– Cálculo da esbelteza dos pilares

O cálculo da esbelteza dos pilares, é dado pela expressão que se apresenta de seguida:

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (3.67)$$

Em que: L_0 → comprimento efectivo dos pilares;

i → raio de giração da secção dos pilares;

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} ;$$

Tabela 3.30 – Esbelteza de cada pilar

Pilar	A_c [m ²]	I_c [m ⁴]	i [m]	λ
P1	3,801	1,150	0,550	87,27273
P2	3,801	1,150	0,550	60,00000
P3	3,801	1,150	0,550	69,09091
P4	3,801	1,150	0,550	72,72727
P5	3,801	1,150	0,550	54,54545
P6	3,801	1,150	0,550	72,72727

– Cálculo da esbelteza limite

O cálculo da esbelteza limite é dado pela expressão que se apresenta de seguida:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20.A.B.C}{\sqrt{n}} \quad (3.68)$$

Em que: $A \rightarrow A = \frac{1}{1+0,2.\varphi_{\text{eff}}}$;

$$\varphi_{\text{eff}} \rightarrow \text{coeficiente de fluência efectiva; } \varphi_{\text{eff}} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{0, \text{Eqp}}}{M_{0, \text{Ed}}}$$

$$B \rightarrow B = \sqrt{1+2\omega}$$

ρ → taxa de armadura (2,0 %);

$$\omega \rightarrow \text{taxa mecânica volumétrica; } \omega = \frac{A_s \cdot f_{\text{syd}}}{A_c \cdot f_{\text{cd}}} = \frac{(\rho \cdot A_c) \cdot f_{\text{syd}}}{A_c \cdot f_{\text{cd}}}$$

$$C \rightarrow C = 1,7 - r_m$$

r_m → 1,0 (Recomendação do EC2);

$$n \rightarrow n = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c \cdot f_{\text{cd}}}$$

Antes de se apresentar os valores obtidos para a esbelteza limite dos pilares, importa referir que o coeficiente de fluência final dos pilares ($\varphi_{(\infty, t_0)}$) foi determinado com o raciocínio análogo ao que foi apresentado anteriormente para o estudo da secção longitudinal do tabuleiro. Assim sendo, apresenta-se de seguida o valor obtido para o referido coeficiente, na secção dos pilares.

Tabela 3.31 – Coeficiente de fluência final da secção dos pilares

Secção	A_c [m ²]	μ [m]	h_0 [m]	β_H	$\beta_c(t, t_0)$	ϕ_{RH}	ϕ_0	$\phi_c(t, t_0)$
Pilares	3,801	6,91150	1,100	1947,08219	0,97251	1,20114	2,28670	2,22384

De seguida apresentam-se os valores obtidos para a esbelteza limite de cada pilar.

Tabela 3.32 – Esbelteza limite de cada pilar

Pilar	$M_{0Ed,i,y}$ [kN.m]	$M_{0Eqp,i,y}$ [kN.m]	$\Phi_{(\infty,t0)}$	Φ_{ef}	A	B	C	n	λ_{lim}
P1	-15548,236	-571,744	2,22384	0,13536	0,97364	1,32115	0,7	0,08018	64,26780
P2	-16456,717	-522,655	2,22384	0,09531	0,98129	1,32115	0,7	0,14271	48,27989
P3	11200,644	-538,163	2,22384	0,12707	0,97522	1,32115	0,7	0,12658	50,90074
P4	10046,060	-539,175	2,22384	0,14140	0,97250	1,32115	0,7	0,12028	52,08913
P5	-19680,428	-471,615	2,22384	0,07204	0,98580	1,32115	0,7	0,14537	48,00052
P6	-22071,647	-545,128	2,22384	0,09026	0,98227	1,32115	0,7	0,09151	60,47981

– Verificação da dispensa dos efeitos de segunda ordem

Tabela 3.33 – Verificação da dispensa dos efeitos de segunda ordem nos pilares

Pilar	λ	λ_{lim}	Verificação da dispensa
P1	87,27273	64,26780	Determinar efeitos de 2ª ordem
P2	60,00000	48,27989	Determinar efeitos de 2ª ordem
P3	69,09091	50,90074	Determinar efeitos de 2ª ordem
P4	72,72727	52,08913	Determinar efeitos de 2ª ordem
P5	54,54545	48,00052	Determinar efeitos de 2ª ordem
P6	72,72727	60,47981	Determinar efeitos de 2ª ordem

Como podemos verificar pela tabela 3.32, é necessário determinar-se os efeitos de segunda ordem para todos os pilares.

➤ Momento de cálculo total

O momento de cálculo total representa uma majoração do valor do momento flector resultante da análise de primeira ordem, e é dado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = M_{0,Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right] \quad (3.69)$$

Em que: $M_{0,Ed}$ → momento de primeira ordem;

β → coeficiente que depende da distribuição dos momentos de primeira e de segunda ordem ($\beta=1$);

N_{Ed} → valor de cálculo do esforço normal;

N_B → carga de encurvadura baseada na rigidez nominal;

– Carga de encurvadura baseada na rigidez nominal

Para o cálculo da carga de encurvadura considerou-se uma taxa de armadura de 2%.

O cálculo da carga de encurvadura baseada na rigidez nominal, é dado pela seguinte expressão:

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(L_0)^2} \quad (3.70)$$

Em que:

EI → rigidez nominal; $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$;

K_c → coeficiente que toma em conta os efeitos da fendilhação; $K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}}$; $\rho_s > 1,00\%$

K_s → coeficiente que toma em conta a contribuição das armaduras; $K_s = 0$; $\rho_s > 1,00\%$

O valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão é dado pela seguinte expressão:

$$E_{cd} = \frac{E_c}{\gamma_{CE}} = \frac{34}{1,2} = 28,33GPa$$

De seguida, apresenta-se os valores para a carga de encurvadura para cada pilar, assim como o momento de cálculo total.

Tabela 3.34 – Momento de cálculo total

Pilar	K_c	K_s	EI [kN.m ²]	$N_{B,j}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kN.m]
P1	0,14205	0	4628095,512	19825,292	-24244,379
P2	0,14205	0	4628095,512	41944,419	-23567,945
P3	0,14205	0	4628095,512	31632,598	17361,717
P4	0,14205	0	4628095,512	28548,420	16038,641
P5	0,14205	0	4628095,512	50752,746	-26381,667
P6	0,14205	0	4628095,512	28548,420	-30837,661

3.8.2. Verificação da segurança dos pilares

A verificação da segurança dos pilares segue a metodologia preconizada pelo EC2.

3.8.2.1. Estado limite último de flexão

Para esta verificação, a combinação condicionante é a sísmica.

Analisando-se os resultados anteriores, é possível concluir-se que o pilar P6 é o que apresenta maiores esforços. Assim sendo, será efectuada a verificação deste estado limite último para o referido pilar.

Segundo o RSA, a verificação da segurança aos estados limites últimos deverá ser efectuada separadamente, para cada direcção de actuação do sismo. Assim sendo, e baseando-se

no artigo 61º do REBAPE, o valor do momento flector actuante a ser considerado, corresponde ao módulo do maior momento total afectado pelas imperfeições geométricas, com o acréscimo das imperfeições geométricas provenientes da direcção oposta, através da expressão que se segue.

$$M_{Ed} = \max \left\{ \sqrt{(M_{Ed,y})^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,x})^2}; \sqrt{(M_{Ed,x})^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,y})^2} \right\} \quad (3.71)$$

Resolução da expressão 3.71:

$$\sqrt{(M_{Ed,y})^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,x})^2} = \sqrt{(-30837,661)^2 + (-8115,267 \times 0,067)^2} = 30842,406 \text{ kN.m}$$

$$\sqrt{(M_{Ed,x})^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,y})^2} = \sqrt{(-17423,539)^2 + (-8115,267 \times 0,067)^2} = 17431,937 \text{ kN.m}$$

Como seria de esperar, o momento flector actuante na direcção longitudinal ou direcção Y, é o mais condicionante, para o pilar P6.

Importa realçar que esta verificação foi realizada através de uma macro elaborada a partir de uma folha de cálculo em *Excel*, que foi disponibilizada pelo orientador, comprovando-se assim que foi previamente testada.

A macro referida, foi elaborada com o objectivo de determinar o estado limite último de resistência à flexão composta para secções circulares.

Primeiramente é necessário introduzir-se o *input* relativo às características dos materiais que constituem a secção do pilar. Este *input* de informação é apresentado de seguida.

Materiais		(MPa)
Betão	f_{cd}	23,3
Aço	f_{syd}	435,0

Figura 3.51 – Input relativo às características dos materiais que constituem a secção dos pilares

Depois é necessário introduzir-se o *input* relativo as características geométricas da secção. Este *input* de informação é apresentado de seguida.

Características	Exterior	Interior
Diâmetro (m)	2,20	0,00
Armadura (cm ²)	736,3	0,0
Recobrimento eixo (cm)	0,1	0,0
Nº de varões	150	0

Figura 3.52 - Input relativo às características geométricas da secção do pilar P6

Depois segue-se a informação relativa aos esforços actuantes na secção, nomeadamente esforço axial e momento flector.

N	M
(kN)	(kNm)
-8115,3	30842,4

Figura 3.53 – Esforços actuantes na secção do pilar P6

Com os dados necessários introduzidos, resta apresentar-se o diagrama de interacção ($M_{Rd} - N_{Rd}$) elaborado pela macro referida, analisando-se depois se a armadura da secção do pilar P6 é suficiente para garantir a segurança ao estado limite último de flexão.

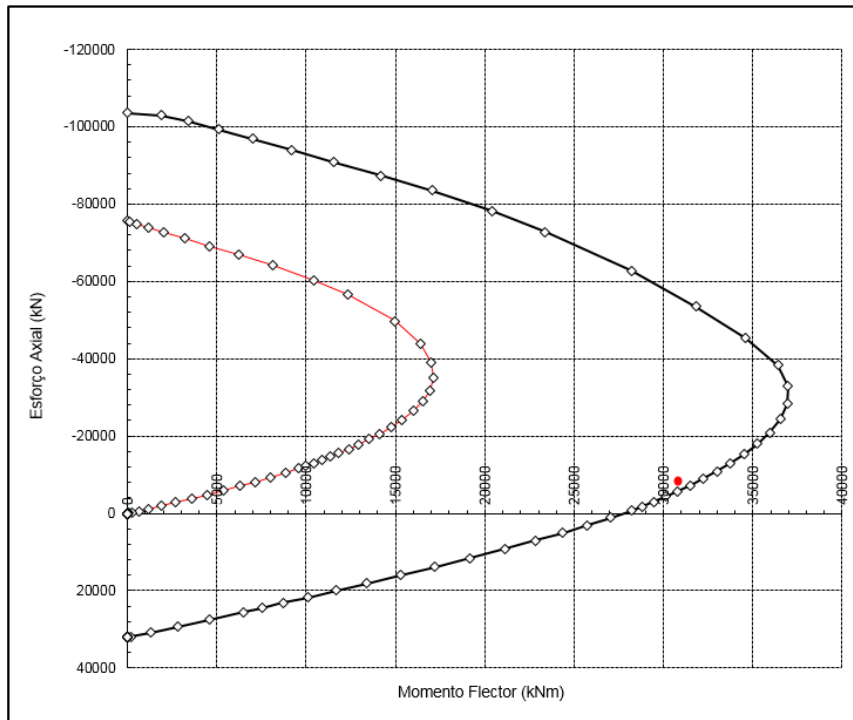


Figura 3.54 – Diagrama de interacção $M_{Rd}-N_{Rd}$

O par atuante de momento fletor e esforço axial, representado pelo círculo vermelho, está compreendido entre a envolvente do momento fletor resistente representado pela cor preta, logo considera-se verificada a segurança ao estado limite último de flexão no pilar P6.

Assim sendo, para o pilar P6 adoptou-se uma armadura longitudinal composta por 150 varões de 25 milímetros, perfazendo uma área total de 736,30 cm².

3.8.2.2. Estado limite último de esforço transversal

Para a verificação deste estado limite último, a combinação sísmica é a mais condicionante. Para a determinação do esforço transversal actuante considerou-se $\alpha = 90^\circ$ e $\theta = 30^\circ$.

Em que: α → ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal com o eixo longitudinal da secção do pilar;

θ → ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do pilar.

– **Esforço transversal actuante**

Através da determinação dos valores de esforço transversal de cálculo, verifica-se que o pilar P5 é o mais condicionante, tal como se comprova através da tabela seguinte.

Tabela 3.35 – Valores de esforço transversal de cálculo, para a combinação sísmica de acções, de cada pilar

Pilar	V_{Ed} [kN]
P1	713,4994
P2	1269,439
P3	827,5184
P4	706,5395
P5	1672,23
P6	1230,663

– **Esforço transversal resistente**

O cálculo do esforço transversal resistente é realizado segundo a regulamentação preconizada no EC2.

Para simplificação dos cálculos, procedeu-se à transformação da secção circular do pilar numa secção quadrada, tal como se ilustra de seguida.

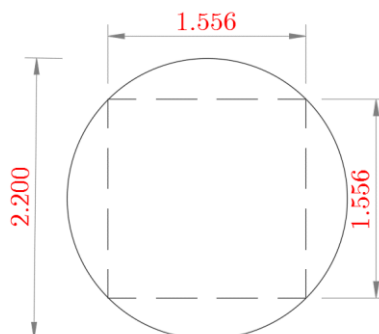


Figura 3.55 - Transformação da secção circular do pilar, para uma secção quadrada

De seguida apresentam-se os cálculos necessários para obtenção do esforço transversal resistente.

Altura útil da secção

$$d = b_{pilar} - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 1,556 - 0,04 - \left(\frac{0,012}{2} \right) = 1,51m$$

Determinação da armadura mínima

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot sen\alpha = \frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} \times 1,556 \times sen90^\circ = 14,73cm^2 / m$$

Cálculo da armadura de esforço transverso

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_d = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{syd} \cdot \cot \theta} = \frac{1672,23}{(0,9 \times 1,51) \times 348 \times 10^3 \times \cot 30^\circ} = 16,34 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura a adoptar

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adop} = \text{máx} \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{mín}} ; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_d \right\} = 16,34 \text{ cm}^2 / \text{m} \xrightarrow{2 \text{ ramos}} 8,17 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adop} = \phi 12 / .125 = 9,04 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{total,adop}} = 2 \times 9,04 = 18,08 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Verificação da segurança ao estado limite último de esforço transverso

O esforço transverso resistente corresponde ao valor mínimo entre o esforço transverso associado à cedência dos estribos ($V_{Rd,s}$) e o esforço transverso associado ao esmagamento das bielas de betão ($V_{Rd,máx}$).

$$V_{Rd} = \text{mín} \{ V_{Rd,s}; V_{Rd,máx} \} \quad (3.72)$$

De seguida, apresentam-se os cálculos para a determinação do esforço transverso resistente.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{syd} \cdot \cot \theta \quad (3.73)$$

$$V_{Rd,s} = 18,08 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 1,51) \times 435 \times 10^3 \times \cot 30^\circ = 1850,34 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \text{tg} \theta} \quad (3.74)$$

Em que:

α_{cw} → coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido ($\alpha_{cw} = 1,00$)

v_1 → coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso

$$\left(v_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \times \left[1 - \frac{35}{250} \right] = 0,516 \right)$$

$$V_{Rd,máx} = \frac{1,00 \times 1,556 \times (0,9 \times 1,51) \times 0,516 \times 23,33 \times 10^3}{\cot 30^\circ + \text{tg} 30^\circ} = 11024,43 \text{ kN}$$

Assim sendo, o esforço transverso resistente resulta no seguinte cálculo:

$$V_{Rd} = \text{mín} \{ 1850,34 \text{ kN}; 11024,43 \text{ kN} \} = 1850,34 \text{ kN}$$

Calculado o esforço transversal resistente, é possível verificar-se que este é superior ao esforço transversal actuante, tal como se demonstra de seguida:

$$V_{Ed} = 1672,23kN < V_{Rd} = 1850,34kN$$

Findos os cálculos, verifica-se que está garantida a segurança ao estado limite último de esforço transversal na secção do pilar P5.

3.8.3. Verificação da segurança das fundações dos pilares

3.8.3.1. Pilares assentes em sapatas

Tal como foi referido na introdução a este subcapítulo, os alinhamentos de pilares P1, P4, P5 e P6 são assentes em fundações superficiais, por intermédio de sapatas isoladas.

Todas as sapatas isoladas apresentam uma secção rectangular com 8,50 metros na direcção longitudinal do tabuleiro (L), e 6,20 metros na direcção transversal (B), e uma altura de 3,00 metros.

De realçar que as armaduras apresentam 0,07 metros de recobrimento.

3.8.3.1.1. Verificação geotécnica

Para a verificação geotécnica, a combinação condicionante é a sísmica, e os coeficientes parciais de segurança relacionam-se através da forma seguinte:

$$A + M_{E,GEO} + R1$$

O ângulo de atrito médio do solo é de 32°, e o peso médio do solo é de 21,25 kN/m³.

De seguida apresentam-se as expressões necessárias para o cálculo dos esforços na base das sapatas.

Peso próprio da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{BA} \cdot V_{sapata} = 25 \times (8,5 \times 6,2 \times 3,0) = 3952,5kN$$

Cálculo do esforço normal na base da sapata:

$$N_{Ed,b} = N_{Ed,pilar} + PP_{Ed,sapata} \quad (3.75)$$

Cálculo do momento flector segundo o eixo dos yy, na base da sapata:

$$M_{Ed,b,y} = |M_{Ed,y}| - V_{Ed,x} \cdot h \quad (3.76)$$

Cálculo do momento flector segundo o eixo dos xx, na base da sapata:

$$M_{Ed,b,x} = |M_{Ed,x}| + V_{Ed,y} \cdot h \quad (3.77)$$

De seguida, apresentam-se os esforços actuantes na base das sapatas de cada pilar.

Tabela 3.36 – Esforços actuantes na base das sapatas

Sapata	$N_{Ed,b}$ [kN]	$M_{Ed,b,x}$ [kN.m]	$M_{Ed,b,y}$ [kN.m]
S1	11063,574	9336,838	13115,872
S4	14619,160	7983,200	12370,723
S5	16844,268	13325,582	22842,794
S6	12067,767	13718,481	18313,988

Excentricidades na base das sapatas, devido à presença dos momentos flectores:

$$e_{b,x} = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} \quad (3.78)$$

$$e_{b,y} = \frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} \quad (3.79)$$

Dimensões efectivas:

$$B' = B - 2 \cdot e_{b,x} \quad (3.80)$$

$$L' = L - 2 \cdot e_{b,y} \quad (3.81)$$

De seguida, apresentam-se os valores relativos às larguras efectivas das sapatas

Tabela 3.37 – Larguras efectivas das sapatas

Sapata	$e_{b,x}$ [m]	$e_{b,y}$ [m]	B' [m]	L' [m]
S1	1,186	0,844	3,829	6,812
S4	0,846	0,546	4,508	7,408
S5	1,356	0,791	3,488	6,918
S6	1,518	1,137	3,165	6,226

Cálculo da tensão no solo:

Tendo em conta a combinação sísmica, então terá de ser considerada a acção do sismo para cada direcção. Assim sendo, no caso de se estudar a direcção longitudinal (X) o valor da dimensão efectiva L' será determinado pela expressão 3.81, e a dimensão efectiva B' será igual à dimensão B (4,00 m). Já para o caso de se estudar a direcção transversal (Y) o valor da dimensão efectiva B' será determinado pela expressão 3.80, e a dimensão efectiva L' será igual à dimensão L (9,00 m).

$$\sigma_{solo} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} \quad (3.82)$$

De seguida apresentam-se as tensões no solo, provocadas pelas sapatas dos pilares.

Tabela 3.38 – Tensões no solo provocadas pelas sapatas dos pilares

Sapata	$\sigma_{\text{solo},x}$ [kN/m ²]	$\sigma_{\text{solo},y}$ [kN/m ²]
S1	261,951	339,931
S4	318,302	381,556
S5	392,729	568,180
S6	312,605	448,601

Factor que tem em conta a direcção da actuação da força horizontal:

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L}}{1 + \frac{B'}{L}} \quad (3.83)$$

Tendo em conta que a acção da força horizontal dá-se segundo a direcção longitudinal, então $m = m_b$.

Forças de cálculo:

As forças de cálculo horizontais correspondem às forças de esforço transversal actuantes na base das sapatas, já as forças de cálculo verticais correspondem às forças de esforços axial.

De seguida apresentam-se os valores das forças de cálculo actuantes na base das sapatas.

Tabela 3.39 – Valores das forças de cálculo, actuantes na base das sapatas

Sapata	$F_{\text{Ed},H} / H$ [kN]	$F_{\text{Ed},V} / V$ [kN]
S1	621,159	11063,574
S4	537,851	14619,160
S5	1268,985	16844,268
S6	1072,214	12067,767

➤ Capacidade resistente do solo

Parâmetros de cálculo

Os parâmetros de cálculo a ter em conta para a determinação da capacidade resistente do solo são: ângulo de atrito interno e peso específico do solo.

– Ângulo de atrito interno: $\phi'_d = \arctg\left(\frac{\text{tg}(\phi'_k)}{\gamma_\phi}\right) = \arctg\left(\frac{\text{tg}(32^\circ)}{1,10}\right) = 29,6^\circ$

– Peso específico do terreno: $\gamma_{d,\text{solo}} = \frac{\gamma_{\text{solo}}}{\gamma_\gamma} = \frac{21,25}{1,00} = 21,25 \text{ kN} / \text{m}^3$

Cálculo da capacidade resistente do solo

A capacidade resistente do solo é quantificada através da seguinte expressão:

$$q_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \quad (3.84)$$

De seguida, apresentam-se os passos necessários para a quantificação da capacidade resistente do solo, quantificando-se cada uma das suas parcelas.

– Factores de capacidade resistente:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi'_d} \cdot \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'_d}{2} \right) = e^{\pi \cdot \text{tg} 29,6^\circ} \cdot \text{tg}^2 \left(45 + \frac{29,6}{2} \right) = 17,59$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'_d = (17,59 - 1) \cdot \cot(29,6) = 29,20$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\phi'_d) = 2 \times (17,59 - 1) \times \text{tg}(29,6) = 18,84$$

– Factores forma da fundação:

$$s_c = 1 + \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \text{sen}(29,6) = 1,49$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \text{sen}(\phi'_d) \quad (3.85)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad (3.86)$$

Tendo em conta que os factores de forma s_q e s_γ dependem das larguras efectivas das sapatas dos pilares, então de seguida apresentam-se os valores relativos aos referidos factores de forma para cada sapata.

Tabela 3.40 – Factores de forma da fundação

Sapata	s_q	s_γ
S1	1,278	0,831
S4	1,301	0,818
S5	1,249	0,849
S6	1,251	0,848

– Factores de inclinação da carga:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V} \right)^m \quad (3.87)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1} \quad (3.88)$$

$$i_c = \frac{i_q - (1 - i_q)}{N_c \cdot \text{tg}(\phi'_d)} \quad (3.89)$$

De seguida apresentam-se os valores referentes aos factores de inclinação de carga.

Tabela 3.41 – Factores de inclinação da carga para as sapatas

Sapata	i_q	i_γ	i_c
S1	0,9096	0,8585	0,9041
S4	0,9410	0,9064	0,9375
S5	0,8777	0,8116	0,8704
S6	0,8566	0,7805	0,8480

– Verificação da capacidade resistente do solo:

Cálculo da tensão na base da sapata, devido ao peso volúmico do solo:

$$q_0 = h_{\text{solo}} \cdot \gamma_{d,\text{solo}} \quad (3.90)$$

Quantificadas as parcelas necessárias para o cálculo da capacidade resistente do solo, então agora procede-se à sua apresentação.

Tabela 3.42 – Capacidade resistente do solo

Sapata	h_{solo} [m]	q_0 [kN/m ²]	q_{rd} [kN/m ²]
S1	4,606	97,867	2547,296
S4	8,525	181,146	4567,478
S5	5,394	114,629	2691,122
S6	7,145	151,821	3280,574

A verificação da capacidade resistente do solo é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{\text{solo}} \leq q_{rd}$$

Findos os cálculos, é possível concluir-se que está garantida a segurança do solo, tal como se demonstra na tabela seguinte.

Tabela 3.43 – Verificação da capacidade resistente do solo, para cada sapata

Sapata	$\sigma_{\text{solo},x}$ [kN/m ²]	$\sigma_{\text{solo},y}$ [kN/m ²]	q_{rd} [kN/m ²]	Verificação
S1	261,951	339,931	2547,296	Verifica
S4	318,302	381,556	4567,478	Verifica
S5	392,729	568,180	2691,122	Verifica
S6	312,605	448,601	3280,574	Verifica

3.8.3.1.2. Verificação estrutural

Neste subcapítulo será efectuado o dimensionamento estrutural das sapatas, nas direcções X e Y.

De realçar que a combinação sísmica é a condicionante.

➤ **Armaduras da face inferior da sapata na direcção longitudinal, ou direcção X**

O dimensionamento da face inferior das sapatas será efectuado através do Método das Bielas, considerando-se que actuam nas sapatas cargas excêntricas.

De seguida apresenta-se o modelo, segundo o qual foi aplicado o método das bielas.

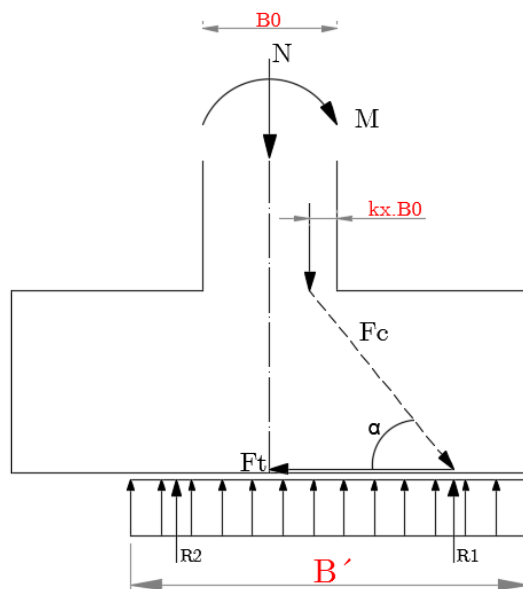


Figura 3.56 - Modelo de dimensionamento para o método das bielas, nas sapatas, na direcção longitudinal X

Cálculo da altura útil da sapata:

- Varões de 25mm

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 2 - 0,07 - \left(\frac{0,025}{2} \right) = 1,9175m$$

- Varões de 32mm

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 2 - 0,07 - \left(\frac{0,032}{2} \right) = 1,914m$$

Cálculo do coeficiente k:

O coeficiente k é calculado por interpolação dos valores resultantes da razão entre a excentricidade da carga na base do pilar e a dimensão do pilar, na direcção em estudo.

A referida interpolação é estabelecida com base na seguinte tabela.

Tabela 3.44 – Interpolação do coeficiente k

e_x/B_0	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50
k	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Depois de efectuadas as interpolações referidas, obtiveram-se os seguintes valores para o coeficiente k .

Tabela 3.45 – Valores para o coeficiente k , para cada sapata

Sapata	e_x/B_0	k
S1	0,762	0,124
S4	0,544	0,141
S5	0,872	0,113
S6	0,975	0,102

Determinação da força de cálculo nos tirantes:

A força de cálculo nos tirantes é dada pela seguinte expressão:

$$F_{t_{Ed,x}} = \frac{\left[\frac{B}{2} \cdot L' \cdot \sigma_{solo} \right] \cdot \gamma \cdot \left(\frac{B}{4} - B_0 \cdot (0,5 - k) \right)}{d} \quad (3.91)$$

De seguida apresentam-se os valores da força de cálculo nos tirantes, para cada sapata.

Tabela 3.46 – Força de cálculo nos tirantes

Sapata	$F_{t_{Ed,x}}$ [kN]
S1	3374,398
S4	4911,976
S5	4557,139
S6	3256,606

Para finalizar o dimensionamento das sapatas na direcção longitudinal, ou direcção X, interessa agora quantificar-se a quantidade de armadura na face inferior.

Essa quantificação é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,x} = \frac{F_{t_{Ed,x}}}{f_{syd} \cdot L'} \quad (3.92)$$

De seguida apresentam-se as quantidades de armadura, na face inferior das sapatas.

Tabela 3.47 – Quantidade de armadura na face inferior das sapatas

Sapata	A_{sx} [cm ² /m]	ϕ [mm]	afastamento [m]	$A_{sx,adop}$ [cm ² /m]
S1	20,269	20	0,150	20,944
S4	25,063	20	0,125	25,133
S5	30,052	20	0,100	31,416
S6	23,667	20	0,125	25,133

➤ **Armaduras da face superior da sapata na direcção longitudinal, ou direcção X**

Para o dimensionamento da face superior das sapatas, foi utilizado o modelo de cálculo que se apresenta de seguida.

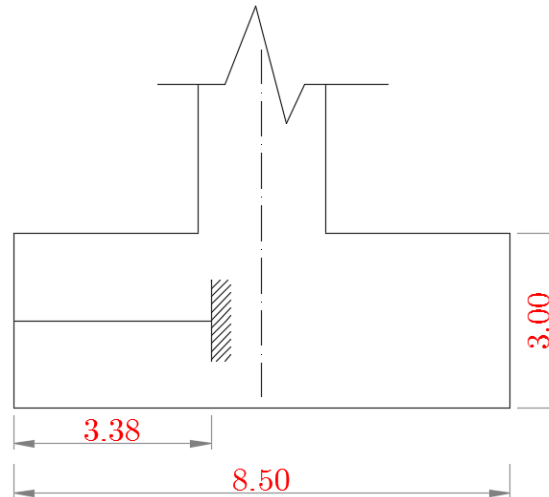


Figura 3.57 – Modelo de cálculo para dimensionamento das armaduras na face superior das sapatas

As armaduras na face superior das sapatas têm como função suportar os efeitos dos momentos negativos, devidos ao peso das terras acima da sapata, assim como o peso próprio da sapata.

Peso próprio da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{BA} \cdot h = 25,00 \times 2,00 = 50 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Peso das terras acima da sapata:

$$PP_{solo,acima} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo,acima} \quad (3.93)$$

De seguida apresentam-se os valores relativos ao peso do solo acima das sapatas.

Tabela 3.48 - Peso das terras acima das sapatas

Sapata	$h_{\text{solo acima}}$ [m]	PP_{solo} [kN/m ²]
S1	1,606	34,117
S4	5,525	117,396
S5	2,394	50,879
S6	4,145	88,071

Momento flector devido aos carregamentos:

O momento flector máximo devido aos carregamentos é dado pela seguinte expressão, que representa o momento máximo negativo na consola resultante da simplificação acima descrita.

$$M_{Ed,y}^- = \gamma_G \cdot (PP_{\text{sapata}} + PP_{\text{solo, acima}}) \cdot \frac{(L_{\text{cons}})^2}{2} \quad (3.94)$$

De seguida demonstram-se os valores obtidos para os momentos flectores máximos negativos, verificados em cada sapata.

Tabela 3.49 – Momentos flectores máximo negativos verificados em cada sapata

Sapata	L [m]	$M_{Ed,y}^{(-)}$ [kN.m/m]
S1	3,383	-624,552
S4	3,383	-1101,214
S5	3,383	-720,493
S6	3,383	-933,367

Altura útil da sapata:

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{\text{adop}}}{2} \right) = 2,00 - 0,07 - \left(\frac{0,012}{2} \right) = 1,924m$$

Quantidade de armadura na face superior das sapatas:

A quantificação da quantidade de armaduras na face superior das sapatas, é efectuada com recurso à expressão que se apresenta de seguida:

$$\left(A_{s,x}^- \right)_d = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.95)$$

De seguida apresentam-se os valores obtidos para a quantidade de armadura a colocar na face superior das sapatas.

Tabela 3.50 – Quantidade de armadura a conter na face superior das sapatas

Sapata	μ	ω	$A_{s,x,cal}^{(-)}$ [cm ² /m]	ϕ [mm]	afastamento [m]	$A_{s,x,adop}^{(-)}$ [cm ² /m]
S1	0,00367	0,00368	4,940	12	0,200	5,655
S2	0,00647	0,00649	8,723	12	0,125	9,048
S3	0,00423	0,00424	5,701	12	0,200	5,655
S4	0,00548	0,00550	7,390	12	0,150	7,540

➤ Armaduras da face inferior da sapata na direcção transversal, ou direcção Y

O dimensionamento da face inferior das sapatas segue o raciocínio análogo ao que foi efectuado para o estudo da direcção longitudinal, ou direcção X.

De seguida apresenta-se o modelo, segundo o qual foi aplicado o método das bielas.

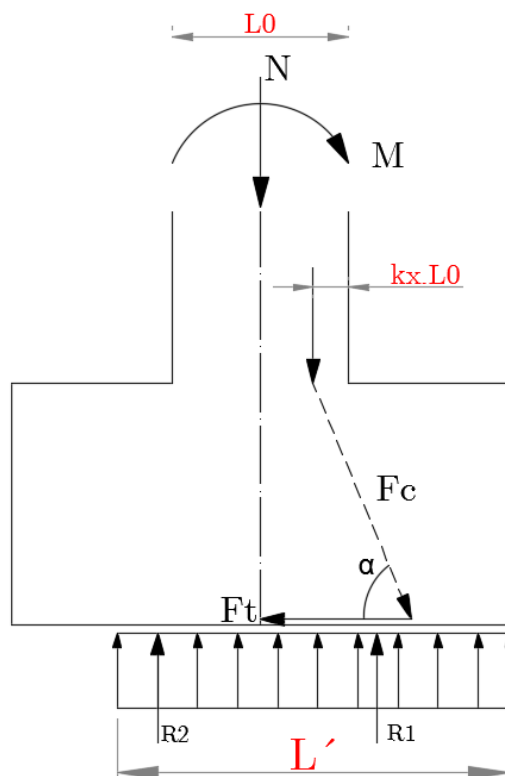


Figura 3.58 - Modelo de dimensionamento para o método da bielas, nas sapatas, na direcção transversal Y

Cálculo da altura útil da sapata:

– Varões de 25mm

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 2 - 0,07 - \left(\frac{0,025}{2} \right) = 1,9175m$$

– Varões de 32mm

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 2 - 0,07 - \left(\frac{0,032}{2} \right) = 1,914m$$

Cálculo do coeficiente k :

Tabela 3.51 – Valores para o coeficiente k , para cada sapata

Sapata	e_y/L_0	k
S1	0,542	0,146
S4	0,351	0,180
S5	0,508	0,149
S6	0,731	0,127

Determinação da força de cálculo nos tirantes:

A força de cálculo nos tirantes é dada pela seguinte expressão:

$$F_{t_{Ed,y}} = \frac{\left[\frac{L}{2} \cdot B' \cdot \sigma_{solo} \right] \cdot \gamma \cdot \left(\frac{L}{4} - L_0 \cdot (0,5 - k) \right)}{d} \quad (3.96)$$

De seguida apresentam-se os valores da força de cálculo nos tirantes, para cada sapata.

Tabela 3.52 – Força de cálculo nos tirantes

Sapata	$F_{t_{Ed,y}}$ [kN]
S1	3686,372
S4	4738,257
S5	6290,247
S6	4316,172

Para finalizar o dimensionamento das sapatas na direcção transversal, ou direcção Y, interessa agora quantificar-se a quantidade de armadura na face inferior.

Essa quantificação é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,y} = \frac{F_{t_{Ed,y}}}{f_{syd} \cdot B'} \quad (3.97)$$

De seguida apresentam-se as quantidades de armadura, na face inferior das sapatas.

Tabela 3.53 – Quantidade de armadura na face inferior das sapatas

Sapata	A_{sy} [cm ² /m]	Φ [mm]	afastamento [m]	$A_{sy,adop}$ [cm ² /m]
S1	22,143	20	0,125	25,133
S4	24,177	20	0,125	25,133
S5	41,481	25	0,100	49,087
S6	31,367	20	0,100	31,416

➤ Armaduras da face superior da sapata na direcção transversal, ou direcção Y

Para o dimensionamento da face superior das sapatas, foi utilizado o modelo de cálculo que se apresenta de seguida.

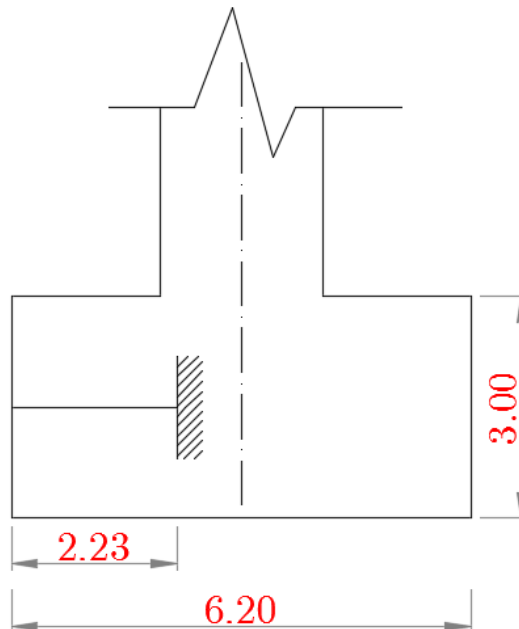


Figura 3.59 – Modelo de cálculo para dimensionamento das armaduras na face superior das sapatas

As armaduras na face superior das sapatas têm como função suportar os efeitos dos momentos negativos, devidos ao peso das terras acima da sapata, assim como o peso próprio da sapata.

Peso próprio da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{BA} \cdot h = 25,00 \times 2,00 = 50 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Peso das terras acima da sapata:

$$PP_{solo,acima} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo,acima} \quad (3.98)$$

De seguida apresentam-se os valores relativos ao peso do solo acima das sapatas.

Tabela 3.54 - Peso das terras acima das sapatas

Sapata	h_{solo} acima [m]	PP_{solo} [kN.m ²]
S1	1,606	34,117
S4	5,525	117,396
S5	2,394	50,879
S6	4,145	88,071

Momento flector devido aos carregamentos:

O momento flector máximo devido aos carregamentos é calculado, aplicando-se o raciocínio análogo ao que foi apresentado para a direcção longitudinal.

De seguida demonstram-se os valores obtidos para os momentos flectores máximos negativos, verificados em cada sapata.

Tabela 3.55 – Momentos flectores máximo negativos verificados em cada sapata

Sapata	L [m]	$M_{\text{Ed,x}}^{(-)}$ [kN.m/m]
S1	2,233	-272,142
S4	2,233	-479,842
S5	2,233	-313,947
S6	2,233	-406,704

Altura útil da sapata:

$$d = h - \text{rec} - \left(\frac{\phi_{\text{adop}}}{2} \right) = 2,00 - 0,07 - \left(\frac{0,012}{2} \right) = 1,924m$$

Quantidade de armadura na face superior das sapatas:

A quantificação da quantidade de armaduras na face superior das sapatas, é efectuada com o raciocínio análogo ao que foi apresentado para a direcção longitudinal.

De seguida apresentam-se os valores obtidos para a quantidade de armadura a conter na face superior das sapatas.

Tabela 3.56 – Quantidade de armadura a conter na face superior das sapatas

Sapata	μ	ω	$A_{s,y,\text{cal}}^{(-)}$ [cm ² /m]	ϕ [mm]	afastamento [m]	$A_{s,y,\text{adop}}^{(-)}$ [cm ² /m]
S1	0,00160	0,00160	2,152	12	0,200	5,655
S4	0,00282	0,00282	3,797	12	0,200	5,655
S5	0,00184	0,00185	2,483	12	0,200	5,655
S6	0,00239	0,00239	3,217	12	0,200	5,655

3.8.3.2. Pilares assentes em estacas

Os alinhamentos de pilares P2 e P3 são os que apresentam fundações indirectas, por intermédio de estacas, estando os alinhamentos assentes nos maciços de encabeçamento S2 e S3.

Os maciços de encabeçamento apresentam oito estacas, e uma altura de 2,5 metros. Na direcção longitudinal do tabuleiro apresentam 5,00 metros de largura (B), e na direcção transversal 16,20 metros de largura (L).

As estacas das fundações indirectas S2 e S3, apresentam uma secção circular com diâmetros de 1,20 metros e 1,30 metros, respectivamente. As estacas que compõem o maciço S2 apresentam 12 metros de comprimento, e as estacas que compõem o maciço S3 apresentam 15 metros de comprimento.

3.8.3.2.1. Verificação geotécnica

Para a verificação geotécnica das estacas, a combinação condicionante é a que apresenta a sobrecarga como acção variável base, em conjunto com a combinação 1 da abordagem de cálculo tipo 1 do EC7, que é descrita de seguida:

$$A1 + M1 + R1$$

O ângulo de atrito médio do solo é de 32° , e o peso específico do solo é de $21,25 \text{ kN/m}^3$.

Importa realçar que foi efectuado um ensaio SPT, que permitiu conhecer as características do terreno em estudo. As estacas prevêm-se moldadas no terreno.

De seguida apresenta-se uma tabela que contém os valores para o coeficiente de correlação ξ , que permite determinar o valor característico da capacidade resistente de estacas carregadas axialmente, considerando-se um único ensaio.

Tabela 3.57 – Coeficiente de correlação

ξ para n =	1
ξ_3	1,4
ξ_4	1,4

➤ Força aplicada em cada maciço, ou conjunto de estacas

Para a determinação da força de cálculo aplicada em cada maciço, ou conjunto de estacas, é necessário determinar-se as forças devidas ao peso do maciço de encabeçamento das estacas, o peso total das estacas, e considerar o esforço axial provocado pelos pilares que constituem o alinhamento correspondente à fundação indirecta.

- Peso do maciço de encabeçamento:

O peso do maciço de encabeçamento, cuja geometria é igual para as duas fundações indirectas, é dado pela seguinte expressão:

$$PP_{\text{maciço}} = \gamma_G \cdot (V_{\text{maciço}} \cdot \gamma_{BA}) \quad (3.99)$$

- Peso total das estacas:

O peso total das estacas que constituem o maciço de encabeçamento, é contabilizado através do seu peso próprio, e através do número de estacas que compõem o maciço:

$$PP_{\text{estacas}} = \gamma_G \cdot (V_{\text{estacas}} \cdot \gamma_{BA}) \cdot n_{\text{estacas}} \quad (3.100)$$

De seguida apresentam-se os valores correspondentes ao peso do maciço de encabeçamento, que é igual para as duas fundações indirectas, assim como o peso dos dois conjuntos de estacas, para as fundações S2 e S3, respectivamente.

Tabela 3.58 – Peso do maciço de encabeçamento e das estacas de cada fundação indirecta

	L [m]	B [m]	h [m]	ϕ [m]	n	PP [kN]
Maciço de encabeçamento	16,2	5,6	2,5	-	-	7654,50
Estacas S2	-	-	12	1,3	8	537,57
Estacas S3	-	-	15	1,2	8	572,56

- Força total de cálculo para cada fundação indirecta:

A força total de cálculo é determinada através da seguinte expressão, que conjuga os pesos anteriormente calculados, com o esforço axial proveniente dos dois pilares do alinhamento correspondente.

$$F_{cd} = 2 \cdot N_{Ed, pilar} + PP_{\text{maciço}} + PP_{\text{estacas}} \quad (3.101)$$

De seguida apresentam-se os valores das forças totais de cálculo para cada fundação indirecta.

Tabela 3.59 – Força total de cálculo para cada fundação

Fundação	N_{Ed} [kN]	F_{cd} [kN]
S2	-12656,02	37267,06
S3	-11225,32	34685,57

➤ **Resistência do solo**

A verificação da resistência do solo consiste em garantir que a resistência total para cada grupo de estacas, é superior à força total de cálculo da respectiva fundação indirecta.

De seguida, apresentam-se os cálculos dos parâmetros necessários para a quantificação da resistência total para cada grupo de estacas.

– Ângulo de atrito do solo

$$\phi'_d = \arctg\left(\frac{\operatorname{tg}(\phi'_k)}{\gamma_\phi}\right) = \arctg\left(\frac{\operatorname{tg}(32^\circ)}{1,0}\right) = 32^\circ$$

– Peso específico do solo

$$\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_\gamma} = \frac{21,25}{1,0} = 21,25 \text{ kN/m}^3$$

– Profundidade crítica das estacas

A profundidade crítica das estacas, que representa a profundidade até onde a tensão efectiva vertical pode influenciar a sua capacidade resistente, é determinada através do ábaco que se apresenta de seguida, que através do ângulo de atrito interno do solo, resulta o quociente que relaciona a profundidade crítica com o seu diâmetro $\left(\frac{D_c}{\phi_{estaca}}\right)$.

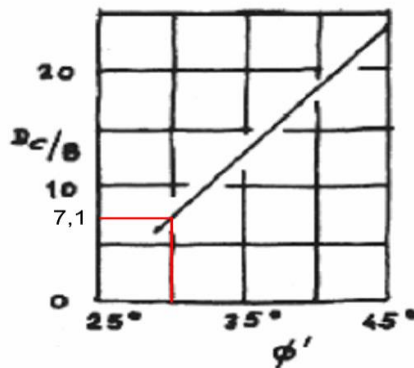


Figura 3.60 – Ábaco para obtenção da profundidade crítica

Como é possível verificar-se pelo ábaco apresentado, o quociente $\left(\frac{D_c}{\phi_{estaca}}\right) \approx 7,1$.

Através do valor deste quociente, é possível determinar-se então a profundidade crítica para as estacas de cada fundação indirecta.

Tabela 3.60 – Profundidade crítica das estacas de cada fundação indirecta

Fundação	D_c/ϕ_{estaca}	ϕ_{estaca} [m]	D_c [m]
S2	7,10	1,30	9,23
S3	7,10	1,20	8,52

– Tensão efectiva vertical máxima

A tensão efectiva vertical máxima é necessária para a determinação da capacidade resistente de ponta da estaca, e é dada pela seguinte expressão.

$$\sigma'_{v,m\acute{a}x} = \gamma_{d,solo} \cdot D_c \quad (3.102)$$

De seguida apresentam-se os valores da tensão efectiva vertical máxima para as estacas de cada fundação indirecta.

Tabela 3.61 – Tensão vertical máxima para as estacas de cada fundação indirecta

Fundação	D_c [m]	$\sigma'_{v,m\acute{a}x}$ [kN/m ²]
S2	9,23	196,14
S3	8,52	181,05

– Factor de profundidade

O factor de profundidade N_q relaciona-se com o ângulo de resistência ao corte do solo, na vizinhança da ponta da estaca.

Este factor é obtido através do ábaco que se apresenta de seguida.

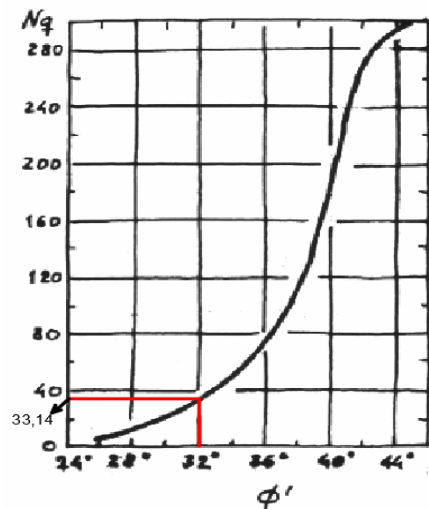


Figura 3.61 – Ábaco para obter o factor de profundidade

Consultando o ábaco, o factor de profundidade para as condições do solo existente é de $N_q \approx 33,14$.

– Capacidade resistente de ponta da estaca

A capacidade resistente de ponta da estaca é determinada através da expressão que se apresenta de seguida.

$$R_{b,d} = q_b \cdot A_b \quad (3.103)$$

Em que: $q_b \rightarrow$ pressão resistente de ponta da estaca; $q_b = \sigma'_{v,máx} \cdot N_q$;

$A_b \rightarrow$ área na ponta da estaca;

De seguida apresentam-se os valores relativos à capacidade resistente das estacas para cada fundação indirecta.

Tabela 3.62 – Capacidade resistente de ponta das estacas, para cada fundação indirecta

Fundação	$\sigma'_{v,máx}$ [kN/m ²]	N _q	$q_{b,d}$ [kN/m ²]	A _p [m ²]	R _{b,cal} [kN]
S2	196,14	33,14	6500,00	1,33	8627,59
S3	181,05	33,14	6000,00	1,13	6785,84

– Capacidade resistente lateral da estaca

A capacidade resistente lateral é determinada através da expressão que se apresenta de seguida.

$$R_{s,d} = q_s \cdot A_s \quad (3.104)$$

Em que: $q_s \rightarrow$ pressão resistente lateral da estaca; $q_s = \sigma'_{v,méd} \cdot k_0 \cdot tg(\delta_d)$;

$A_s \rightarrow$ área lateral da estaca; $A_s = \pi \cdot D \cdot h_{estaca}$;

Coefficiente de respouso:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d) = 1 - \text{sen}(32^\circ) = 0,506$$

Ângulo de atrito no contacto solo-estaca:

$$\delta_d = \phi'_d = 32^\circ \text{ (Porque a estaca é betonada no local)}$$

Como os parâmetros necessários determinados, agora é possível calcular-se os valor da capacidade resistente lateral das estacas para cada fundação indirecta.

Tabela 3.63 – Capacidade resistente lateral das estacas, para cada fundação indirecta

Fundação	$\sigma'_{v,méd}$ [kN/m ²]	$q_{s,cal}$ [kN/m ²]	A _s [m ²]	R _{s,cal} [kN]
S2	98,07	28,19	49,01	1381,69
S3	90,53	26,02	56,55	1471,62

– Capacidade resistente total da estaca

A capacidade resistente total da estaca consiste na soma das parcelas da capacidade resistente de ponta, com a capacidade resistente lateral.

Tabela 3.64 – Capacidade resistente total das estacas para cada fundação indirecta

Fundação	$R_{c,cal}$ [kN]
S2	10009,29
S3	8257,46

– Capacidade resistente total do grupo de estacas

Para a determinação da capacidade resistente total do grupo de estacas, é necessário antes determinar-se os valores característicos da capacidade resistente, através dos valores médio e mínimo dos ensaios, relacionando-se estes com o respectivo coeficiente de correlação, tal como se demonstra de seguida.

Valor característico da capacidade resistente de ponta:

$$R_{b,k} = \text{mín} \left\{ \frac{(R_{b,d})_{\text{méd}}}{\zeta_3}; \frac{(R_{b,d})_{\text{mín}}}{\zeta_4} \right\} \quad (3.105)$$

Valor característico da capacidade resistente lateral:

$$R_{s,k} = \text{mín} \left\{ \frac{(R_{s,d})_{\text{méd}}}{\zeta_3}; \frac{(R_{s,d})_{\text{mín}}}{\zeta_4} \right\} \quad (3.106)$$

Valor característico da capacidade resistente total:

$$R_{c,k} = \text{mín} \left\{ \frac{(R_{c,d})_{\text{méd}}}{\zeta_3}; \frac{(R_{c,d})_{\text{mín}}}{\zeta_4} \right\} \quad (3.107)$$

Porém, tendo em conta que só foi realizado um ensaio SPT, então os valores médio e mínimo são iguais, e são apresentados de seguida.

Tabela 3.65 – Valores característicos das capacidades resistentes

Fundação	$R_{b,k}$ [kN]	$R_{s,k}$ [kN]	$R_{c,k}$ [kN]
S2	6162,57	986,92	7149,49
S3	4847,03	1051,16	5898,19

O valor de cálculo da capacidade resistente de cada estaca das fundações indirectas é dado pela expressão que se apresenta de seguida.

$$R_{cd,estaca} = R_{b,d} + R_{s,d} \quad (3.108)$$

Em que:

$R_{b,d}$ → valor de cálculo da capacidade resistente de ponta por compressão axial; $R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b}$

$R_{s,d}$ → valor de cálculo da capacidade resistente lateral por compressão axial; $R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}$

Tabela 3.66 – Valor de cálculo da capacidade resistente de cada estacas das fundações indirectas

Fundação	$R_{b,d}$ [kN]	$R_{s,d}$ [kN]	$R_{c,d}$ [kN]
S2	4930,05	986,92	5916,98
S3	3877,62	1051,16	4928,78

Agora torna-se possível determinar o valor da capacidade resistente total do grupo de estacas, através da seguinte expressão.

$$R_{cd,grupo} = n_{estacas} \cdot R_{cd,estaca} \cdot \eta_g \quad (3.109)$$

Em que: η_g → factor devido ao efeito de grupo das estacas ($\eta_g = 1,0$);

Tabela 3.67 – Valor da capacidade resistente total do grupo de estacas

Fundação	n	$R_{c,d}$ [kN]	η_g	$R_{c,d,grupo}$ [kN]
S2	8	5916,98	1	47335,81
S3	8	4928,78	1	39430,25

➤ Verificação da capacidade de carga do terreno

Tal como foi referido anteriormente, a condição para verificar a capacidade de carga do terreno, consiste em garantir que o valor da capacidade resistente total do grupo de estacas é superior à força de cálculo para cada fundação indirecta, tal como se demonstra de seguida.

$$F_{cd} \leq R_{cd} \quad (3.110)$$

Tabela 3.68 – Verificação da capacidade resistente de carga do terreno

Fundação	F_{cd} [kN]	$R_{c,d,grupo}$ [kN]	Verificação da segurança
S2	37267,06	47335,81	Verifica
S3	34685,57	39430,25	Verifica

É possível verificar-se pela tabela anterior, que encontra-se verificada a segurança, face à capacidade resistente do terreno.

3.8.3.2.2. Verificação estrutural

Para a verificação e dimensionamento estrutural das estacas, e respectivo maciço de encabeçamento, a combinação sísmica é a condicionante.

O dimensionamento estrutural das estacas e respectivo maciço de encabeçamento será efectuado com base no método das bielas e tirantes.

3.8.3.2.2.1. Maciço de encabeçamento

Só será estudado o maciço de encabeçamento S2, por ser o que apresenta valores mais condicionantes. O esquema de formação de bielas, no maciço de encabeçamento da fundação indirecta S2, é ilustrado de seguida.

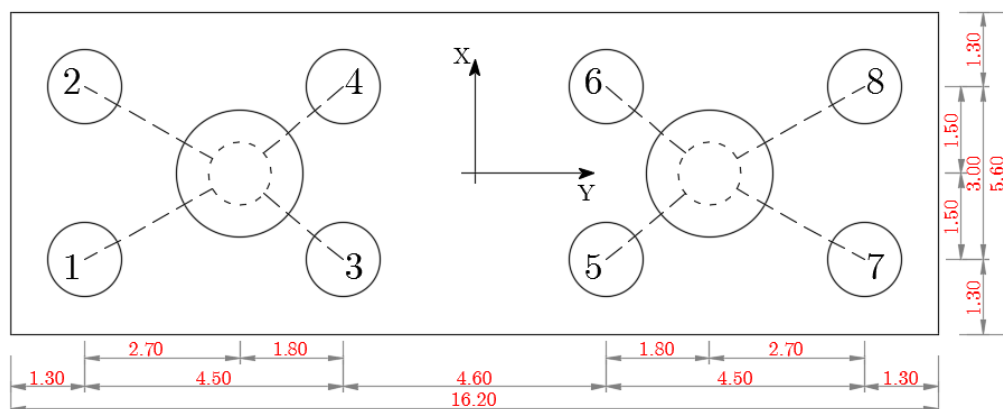


Figura 3.62 – Modelo de cálculo no maciço de encabeçamento da fundação indirecta S2, através do método das bielas

De seguida apresentam-se as coordenadas das estacas, relativamente ao centro de gravidade do maciço de encabeçamento.

Importa realçar que foram considerados dois tipos de estacas, dependendo do tipo de formação de bielas. Ou seja, as estacas do tipo I são as que se apresentam junto às extremidades do maciço (1, 2, 7 e 8), e as estacas do tipo II são as que se apresentam mais no interior do maciço (3, 4, 5 e 6).

Tabela 3.69 – Coordenadas das estacas, relativamente ao centro de gravidade do maciço de encabeçamento

Maciço de encabeçamento	Estaca		x_i [m]	y_i [m]	$(x_i)^2$ [m ²]	$(y_i)^2$ [m ²]
S2	1	Tipo 1	-1,500	-6,800	2,250	46,240
	2	Tipo 1	1,500	-6,800	2,250	46,240
	3	Tipo 2	-1,500	-2,300	2,250	5,290
	4	Tipo 2	1,500	-2,300	2,250	5,290
	5	Tipo 2	-1,500	2,300	2,250	5,290
	6	Tipo 2	1,500	2,300	2,250	5,290
	7	Tipo 1	-1,500	6,800	2,250	46,240
	8	Tipo 1	1,500	6,800	2,250	46,240
Total					18,000	206,120

Verificação da segurança interna do maciço

– Armaduras de tracção na face inferior

De seguida apresenta-se a ilustração de um possível esquema de formação de bielas no interior do maciço S2, e respectivo equilíbrio de forças.

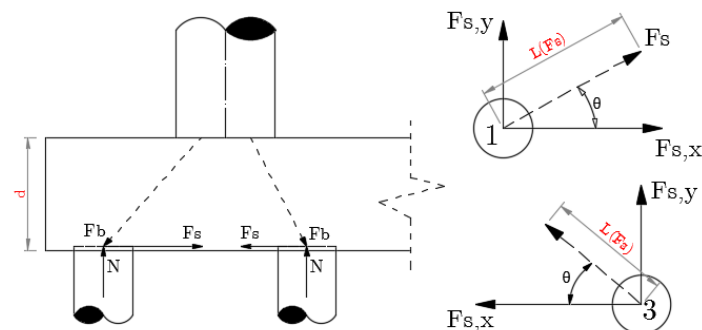


Figura 3.63 – Formação de bielas no interior do maciço S2, para o caso das estacas do tipo I e do tipo II

O comprimento da força de tracção é determinado através da soma vectorial das distâncias, ao centro, entre o eixo do pilar e o eixo da respectiva estaca.

$$L(F_s) = \sqrt{X_{\text{pilar-estaca}}^2 + Y_{\text{pilar-estaca}}^2} \quad (3.111)$$

De seguida apresentam-se os valores correspondentes ao comprimento das forças de tracção, para cada estaca do maciço.

Tabela 3.70 – Comprimento das forças de tracção

Maciço de encabeçamento	Estaca		$x_{\text{pilar-estaca}}$ [m]	$y_{\text{pilar-estaca}}$ [m]	$L(F_s)$ [m]
S2	1	Tipo 1	1,500	2,700	3,089
	2	Tipo 1	1,500	2,700	3,089
	3	Tipo 2	1,500	1,800	2,343
	4	Tipo 2	1,500	1,800	2,343
	5	Tipo 2	1,500	1,800	2,343
	6	Tipo 2	1,500	1,800	2,343
	7	Tipo 1	1,500	2,700	3,089
	8	Tipo 1	1,500	2,700	3,089

O esforço axial actuante numa estaca é determinado através da expressão que se apresenta de seguida, e que tem em conta o contributo dos momentos flectores actuantes na base do pilar.

$$N_{est,i} = \frac{N_{pilar}}{n_{estacas}} + M_y \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + M_x \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} \quad (3.112)$$

Importa realçar que, tal como preconizado no RSA, tendo em conta que o sismo actua separadamente em cada direcção, é contabilizado apenas o momento flector na direcção mais condicionante.

De seguida apresentam-se os valores correspondentes ao esforço axial actuante em cada estaca do maciço S2.

Tabela 3.71 – Esforço axial actuante em cada estaca do maciço S2

Maciço de encabeçamento	Estaca		$M_y \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2}$	$M_x \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2}$	$N_{Ed,est}$ [kN]
S2	1	Tipo 1	1313,385	462,892	2895,388
	2	Tipo 1	-1313,385	462,892	2895,388
	3	Tipo 2	1313,385	156,567	2895,388
	4	Tipo 2	-1313,385	156,567	2895,388
	5	Tipo 2	1313,385	-156,567	2895,388
	6	Tipo 2	-1313,385	-156,567	2895,388
	7	Tipo 1	1313,385	-462,892	2895,388
	8	Tipo 1	-1313,385	-462,892	2895,388

Agora importa determinar-se a intensidade das forças de tracção em cima das estacas, que é dada pela expressão que se apresenta de seguida.

$$F_s = N_{Ed,est,i} \cdot \frac{L(F_s)}{d} \quad (3.113)$$

A altura útil (d) do maciço de encabeçamento S2 é calculada de seguida.

$$d = h - rec - \frac{\phi_{adop}}{2} = 1,5 - 0,07 - \frac{0,025}{2} = 1,4175m$$

Depois de determinadas as forças de tracção em cima das estacas, calculam-se as respectivas forças de tracção em cada direcção, através da determinação do ângulo θ , tal como é ilustrado na figura 3.76.

$$\theta = \arctg\left(\frac{X_{pilar-estaca}}{Y_{pilar-estaca}}\right) \quad (3.114)$$

Assim sendo, as forças de tracção em cada direcção (X e Y), são calculadas através das expressões que se apresentam de seguida, cada uma para as respectivas direcções.

$$F_{s,x} = F_s \cdot \text{sen}(\theta) \quad (3.115)$$

$$F_{s,y} = F_s \cdot \text{cos}(\theta) \quad (3.116)$$

De seguida, apresentam-se os valores das forças de tracção em cada direcção de actuação.

Tabela 3.72 – Forças de tracção para cada direcção de actuação

Maciço de encabeçamento	Estaca	Tipo	F_s [KN]	θ [°]	$F_{s,x}$ [KN]	$F_{s,y}$ [KN]
S2	1	Tipo 1	3699,256	29,055	1796,518	3233,732
	2	Tipo 1	3699,256	29,055	1796,518	3233,732
	3	Tipo 2	2806,250	39,806	1796,518	2155,821
	4	Tipo 2	2806,250	39,806	1796,518	2155,821
	5	Tipo 2	2806,250	39,806	1796,518	2155,821
	6	Tipo 2	2806,250	39,806	1796,518	2155,821
	7	Tipo 1	3699,256	29,055	1796,518	3233,732
	8	Tipo 1	3699,256	29,055	1796,518	3233,732

Por fim, determinam-se as armaduras a adoptar para cada direcção, através das seguintes expressões.

$$A_{s,x} = \frac{F_{s,x}}{f_{syd}} \quad (3.117)$$

$$A_{s,y} = \frac{F_{s,y}}{f_{syd}} \quad (3.118)$$

De seguida apresentam-se as armaduras adoptadas para cada direcção, em cada estaca do maciço S2.

Tabela 3.73 – Armaduras adoptadas na direcção X

Maciço de encabeçamento	Estaca		$A_{s,x}$ [cm ²]	ϕ [mm]	$n_{\text{varões}}$	$A_{s,x,adop}$ [cm ²]
S2	1	Tipo 1	41,320	25	9	44,179
	2	Tipo 1	41,320	25	9	44,179
	3	Tipo 2	41,320	25	9	44,179
	4	Tipo 2	41,320	25	9	44,179
	5	Tipo 2	41,320	25	9	44,179
	6	Tipo 2	41,320	25	9	44,179
	7	Tipo 1	41,320	25	9	44,179
	8	Tipo 1	41,320	25	9	44,179

Tabela 3.74 – Armaduras adoptadas na direcção Y

Maciço de encabeçamento	Estaca		$A_{s,y}$ [cm ²]	ϕ [mm]	$n_{\text{varões}}$	$A_{s,y,adop}$ [cm ²]
S2	1	Tipo 1	74,376	25	16	78,540
	2	Tipo 1	74,376	25	16	78,540
	3	Tipo 2	49,584	25	16	78,540
	4	Tipo 2	49,584	25	16	78,540
	5	Tipo 2	49,584	25	16	78,540
	6	Tipo 2	49,584	25	16	78,540
	7	Tipo 1	74,376	25	16	78,540
	8	Tipo 1	74,376	25	16	78,540

3.8.3.2.2.2. Estacas

➤ Armaduras transversais das estacas

A determinação do esforço transversal é efectuada através da seguinte expressão:

$$V_{Ed,estaca} = \frac{V_{Ed,pilar}}{n_{estacas}} \quad (3.119)$$

Em que:

$V_{Ed,pilar}$ → esforço transversal do pilar na direcção mais condicionante;

$$V_{Ed,pilar} = \max\{V_{Ed,x}; V_{Ed,y}\};$$

$n_{estacas}$ → número de estacas que constituem o maciço

De seguida apresentam-se os valores correspondentes ao esforço transversal de cada estaca, para o respectivo maciço de encabeçamento.

Tabela 3.75 – Esforço transversal em cada estaca, para o respectivo maciço de encabeçamento

Maciço de encabeçamento	$V_{Ed,pilar}$ [kN]	$V_{Ed,estaca}$ [kN]
S2	955,167	119,396
S3	626,917	78,365

Para determinar a quantidade de armadura transversal, adoptou-se uma secção transversal simplificada para as estacas, para assim facilitar os cálculos. De seguida apresentam-se as características das estacas que constituem os dois maciços.

- Maciço de encabeçamento S2

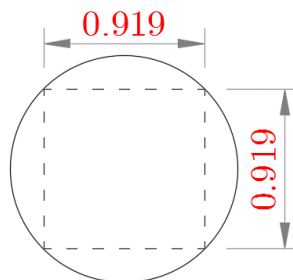


Figura 3.64 – Secção transversal simplificada, das estacas do maciço S2

Altura útil da secção transversal das estacas:

$$d = b_{estaca} - rec - \frac{\phi_{adop}}{2} = 0,919 - 0,07 - \frac{0,012}{2} = 0,843m$$

– Maciço de encabeçamento S3

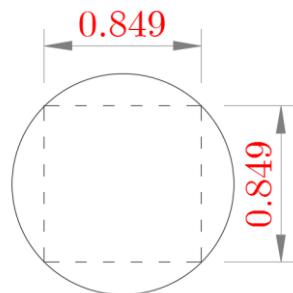


Figura 3.65 – Secção transversal simplificada, das estacas do maciço S3

Altura útil da secção transversal das estacas:

$$d = b_{estaca} - rec - \frac{\phi_{adop}}{2} = 0,849 - 0,07 - \frac{0,012}{2} = 0,773m$$

O cálculo da armadura transversal é efectuado através da expressão que se apresenta de seguida.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = máx \left\{ \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha); \frac{V_{Ed,estaca}}{z \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} \right\} \quad (3.120)$$

Em que:

$\alpha \rightarrow$ ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo das estacas ($\alpha = 90^\circ$);

$\theta \rightarrow$ ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo das estacas; ($\theta = 30^\circ$);

De seguida, apresentam-se as armaduras transversais adoptadas para cada maciço de encabeçamento.

Tabela 3.76 – Armaduras transversais adoptadas para cada maciço de encabeçamento

Maciço de encabeçamento	$(A_{sw}/s)_{\min}$ [cm ² /m]	$(A_{sw}/s)_d$ [cm ² /m]	(A_{sw}/s) [cm ² /m]	(A_{sw}/s) [cm ² /m] 2 ramos	Φ_w [mm]	afastamento [m]	$(A_{sw}/s)_{adop}$ [cm ² /m]
S2	8,054	2,090	8,054	4,027	12	0,25	4,524
S3	7,440	1,496	7,440	3,720	12	0,25	4,524

➤ Armaduras longitudinais das estacas

A determinação destas armaduras é efectuada com base no diagrama de interacção M-N, que foi abordado no subcapítulo 3.8.2.1. Assim sendo, é necessário determinar-se o momento flector actuante nas estacas, assim como o esforço axial actuante. O momento flector actuante nas estacas é calculado através da expressão que se apresenta de seguida.

$$M_{Ed,estaca} = V_{Ed,estaca} \cdot t \quad (3.121)$$

Em que: $V_{Ed,estaca}$ → esforço transversal actuante na estaca;

t → comprimento elástico da estaca;

Já o comprimento elástico da estaca é dado pela seguinte expressão.

$$t = \frac{\phi_{estaca}}{3} \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{cm}}{E_{solo}}} \quad (3.122)$$

Em que: E_{cm} → módulo de elasticidade do betão C30/37 (33 GPa);

E_{solo} → módulo de elasticidade do solo (5 MPa).

O esforço axial actuante a ser considerado, terá obviamente de ser o valor máximo obtido anteriormente para cada maciço de encabeçamento.

De seguida apresentam-se os esforços obtidos para os dois maciços de encabeçamento.

Tabela 3.77 – Esforços actuantes máximos nas estacas, para cada maciço de encabeçamento

Maciço de encabeçamento	$V_{Ed,estaca}$ [kN]	t [m]	$M_{Ed,estaca}$ [kN.m]	$N_{Ed,máx,estaca}$ [kN.m]
S2	119,396	3,906	466,334	2895,388
S3	78,365	3,605	282,531	2574,605

Através do anteriormente referido diagrama de interacção M-N, obteve-se uma quantidade de armadura muito reduzida, desprezando-se assim este método.

Assim sendo, recorreu-se ao cálculo da armadura mínima para a secção transversal da estaca, através da regulamentação preconizada pelo EC2.

Este cálculo foi efectuado com recurso à expressão que se apresenta de seguida.

$$A_{s,min} = \rho_{L,min} \cdot A_c \quad (3.123)$$

Em que: A_c → área da secção de betão;

$\rho_{L,min}$ → taxa de armadura longitudinal mínima (0,25%).

De seguida apresentam-se as armaduras longitudinais adoptadas das estacas, para cada maciço de encabeçamento.

Tabela 3.78 – Armaduras longitudinais adoptadas das estacas, para cada maciço

Maciço de encabeçamento	$A_{sL,min}$ [cm ²]	Φ_L [mm]	$n_{varões}$	$A_{sL,adop}$ [cm ²]
S2	33,183	20	11	34,558
S3	28,274	20	10	31,416

3.9. Encontros

Os encontros do presente viaduto rodoviário, designados por E1 e E2, são do tipo perdido, e apresentam ambos a mesma configuração. Apresentam uma altura de 13 metros, e as suas fundações são directas.

Para o cálculo dos impulsos, considerou-se um ângulo de atrito médio do solo de 32°, e um peso específico do solo de 21,25 kN/m³.

3.9.1. Acções

3.9.1.1. Acções actuantes na massa do encontro

As acções actuantes na massa do encontro incluem o peso próprio dos seus elementos (espelho e viga de estribo, gigante, sapata e volume de terras acima da sapata), assim como a acção sísmica. Tendo em conta esta acção sísmica, importa determinar-se o coeficiente sísmico β , que segundo o artigo 31º do RSA é dado por:

$$\beta = 0,16. \alpha = 0,16 \times 1,00 = 0,16$$

Importa realçar que o presente viaduto rodoviário fica situada numa zona sísmica A. De seguida, apresenta-se uma ilustração das acções actuantes na massa do encontro E1.

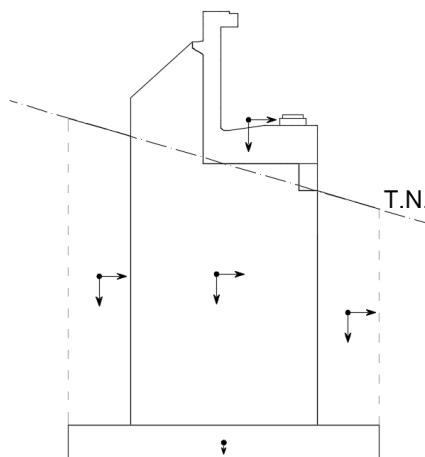


Figura 3.66 – Acções actuantes na massa do encontro

As forças verticais dos vários elementos do encontro são determinadas através do seu peso próprio, tal como se demonstra de seguida.

$$F_V = PP_{elemento} \quad (3.124)$$

Já as forças horizontais, que são provenientes da acção do sismo, são dadas pela seguinte expressão.

$$F_H = F_V \cdot \beta \quad (3.125)$$

Importa realçar que a sapata do encontro não apresenta força horizontal, pois este elemento move-se em conjunto com o solo, quando se dá o sismo.

3.9.1.2. Impulso de terras

O impulso de terras será calculado, tendo em conta três parcelas, a saber:

- Impulsos devido ao peso próprio das terras (CP);
- Acréscimo de impulso devido à acção sísmica (E);
- Impulso devido a uma sobrecarga de 10 kN/m² actuante no terrapleno (SC).

Para o cálculo do impulso de terras nos encontros, considerou-se que o ponto onde os impulsos activos e os impulsos passivos se anulam, situa-se um pouco abaixo do ponto onde o perfil do terreno natural do terreno coincide com a parte frontal do encontro. De seguida apresenta-se um esquema onde se demonstra este raciocínio, para o encontro E1.

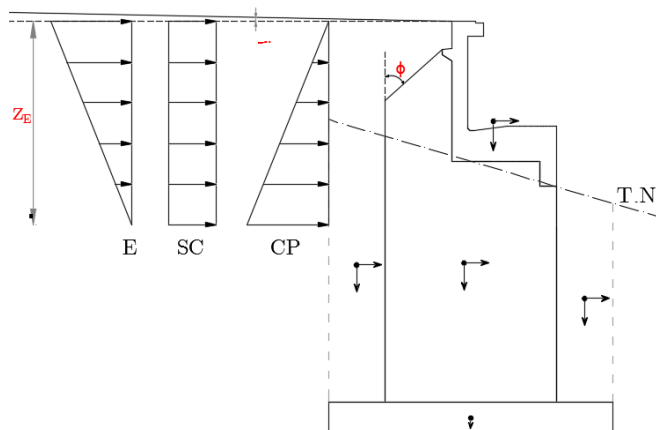


Figura 3.67 – Impulsos considerados, ângulos de cálculo e profundidade onde os impulsos se anulam

Em ambos os encontros, os impulsos de terras anulam-se aos 6,40 metros de profundidade (Z_E).

Também para o cálculo do impulso de terras, importa determinar os coeficientes de impulso, segundo as três teorias que se abordam de seguida.

Coefficiente de impulso em repouso

O coeficiente de impulso em repouso é determinado através da Teoria de Rankine.

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d) \quad (3.126)$$

Coefficiente de impulso activo

O coeficiente de impulso activo é determinado através da Teoria de Coulomb.

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi'_d - \varphi)}{\cos^2(\varphi) \cdot \cos(\delta'_d + \varphi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta'_d + \phi'_d) \cdot \text{sen}(\phi'_d - i)}{\cos(\delta'_d + \varphi) \cdot \cos(\varphi - i)}} \right]^2} \quad (3.127)$$

Em que: φ → ângulo que o tardoz do muro faz com a vertical;

δ'_d → valor de cálculo do ângulo de atrito muro-solo do tardoz; $\delta'_d = \frac{2}{3} \cdot \phi'_d$;

i → ângulo que o solo suportado faz com a horizontal.

Coefficiente de impulso activo sísmico

O coeficiente de impulso activo sísmico é determinado através do Método de Mononobe-Okabe.

$$k_s = \frac{\cos^2(\phi'_d - \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2(\varphi) \cdot \cos(\delta'_d + \varphi + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta'_d + \phi'_d) \cdot \text{sen}(\phi'_d - i - \theta)}{\cos(\delta'_d + \varphi + \theta) \cdot \cos(\varphi - i)}} \right]^2} \quad (3.128)$$

Em que: θ → ângulo do sismo $\left(\theta = \text{arctg} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \right)$;

k_h → coeficiente sísmico horizontal ($k_h = \beta$);

k_v → coeficiente sísmico vertical $\left(k_v = \frac{1}{3} \cdot k_h \right)$.

3.9.1.3. Acções transmitidas pelo tabuleiro

As acções são transmitidas pelo tabuleiro, através dos aparelhos de apoio nos encontros. De seguida apresenta-se uma ilustração representativa das acções transmitidas pelo tabuleiro.

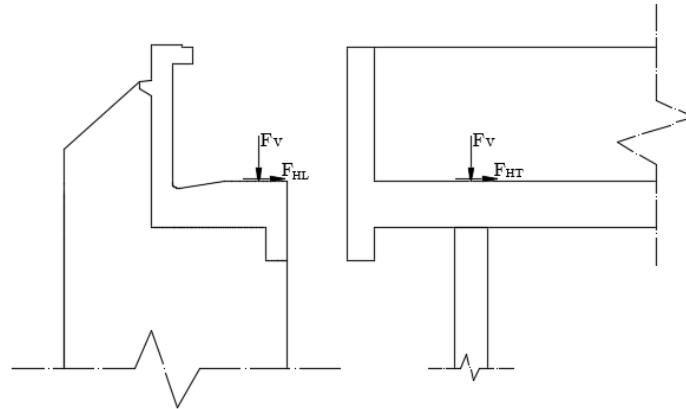


Figura 3.68 – Acções transmitidas pelo tabuleiro

Como é possível observar-se pela figura 3.81, são transmitidos três tipos de forças:

- Força vertical (F_v);
- Força horizontal na direcção longitudinal (F_{HL});
- Força horizontal na direcção transversal, devido à acção sísmica (F_{HT}).

A força horizontal na direcção longitudinal é devida ao atrito entre os elementos constituintes do apoio, e é determinada através da expressão que se apresenta de seguida.

$$F_{HL} = F_v \cdot \mu \quad (3.129)$$

Em que: $\mu \rightarrow$ coeficiente de atrito, correspondente ao atrito entre o aço e o teflon; ($\mu = 0,05$)

3.9.2. Encontro E1

De realçar que os cálculos serão efectuados para metade do encontro, pois este é simétrico.

3.9.2.1. Acções actuates

As acções actuates na massa do encontro E1 são calculadas segundo as expressões demonstradas anteriormente, nomeadamente, 3.124 e 3.125. Na tabela que segue, serão apresentados os valores correspondentes às acções actuates na massa do encontro E1, assim como as distâncias entre o centro de gravidade do elemento e o ponto exterior da sapata.

Tabela 3.79 – Acções actuantes na massa do encontro E1

Elemento	Forças		Centro de gravidade	
	F_V [kN]	F_H [kN]	CG_V [m]	CG_H [m]
Viga de estribo + espelho	1046,593	167,455	3,787	9,860
Gigante	2764,830	442,373	4,716	5,390
Sapata	900,000	-	4,500	0,500
Terras (esq)	2764,190	442,270	8,109	5,327
Terras (dir)	2088,092	334,095	0,912	4,270

3.9.2.2. Impulso de terras

De seguida apresentam-se os diagramas de impulsos de terras que actuam no tardoz do encontro E1, e suas características.

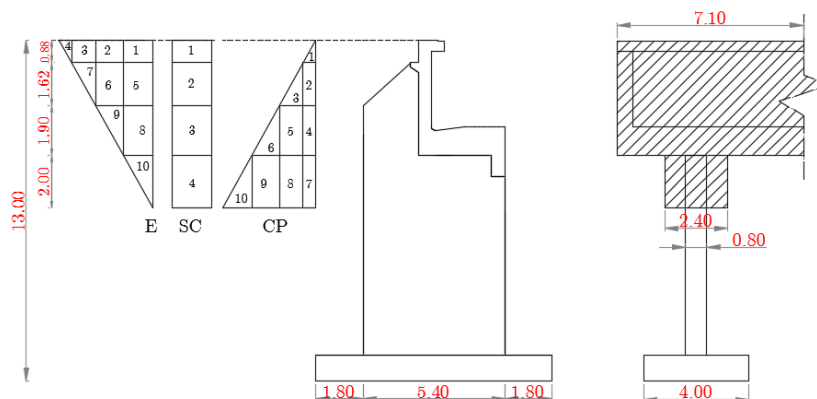


Figura 3.69 – Diagramas de impulso de terras, e zona de influência no encontro

Os diagramas foram divididos desta maneira, devido ao facto de existirem dois tipos de paramento no encontro, ou seja, temos grande parte do paramento na vertical ($\varphi = 0^\circ$), mas existe uma pequena porção deste paramento que apresenta uma inclinação ($\varphi = 45,53^\circ$).

Outra razão para haver a referida divisão das parcelas dos impulsos, tem que ver com o elemento do encontro onde os impulsos actuam.

Relativamente às larguras de influência dos impulsos (zona destacada com linhas diagonais), importa realçar que na zona do gigante do encontro, a largura de influência é o triplo da largura do gigante, isto devido ao facto das terras provocarem impulsos devido ao atrito.

De seguinte apresentam-se os valores relativos aos coeficientes de impulso, para as várias combinações.

Tabela 3.80 – Coeficientes de impulso para as várias combinações, no encontro E1

	AC1		Sismo	
	Comb. 1	Comb. 2	(EQU)	GEO
ϕ_d (°)	32,000	26,560	26,560	29,599
δ_d (°)	21,333	17,707	17,707	19,733
γ_d (kN/m ³)	21,250	21,250	21,250	21,250
k_0	0,470	0,553	0,553	0,506
$k_{a,par. Inclinado}$	1,000	1,044	-	-
$k_{a,par. vertical}$	0,278	0,344	-	-
$k_{s,par. Inclinado}$	-	-	1,412	1,391
$k_{s,par. Vertical}$	-	-	0,487	0,437

Para a verificação geotécnica, visto que se considera que existe atrito na interacção muro-solo, então os impulsos são inclinados, sendo necessário efectuar-se a decomposição dos impulsos nas componentes vertical e horizontal.

$$I_v = I \cdot \sin(\varphi + \delta'_d) \quad (3.130)$$

$$I_H = I \cdot \cos(\varphi + \delta'_d) \quad (3.131)$$

Já para a verificação estrutural, consideram-se os impulsos apenas horizontais.

3.9.2.3. Acções transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1

A quantificação das acções transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1, foi efectuada com base nos resultados obtidos através do modelo de análise sísmica, implementado no *software* de cálculo SAP2000.

Tabela 3.81 – Forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1

	Força vertical					Força horizontal transversal
	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Máximo	3091,665	1492,194	280,605	1262,724	0,849	1077,000
Mínimo		-193,516	-140,303	-1262,724	-0,849	-1077,000

3.9.2.4. Verificação geotécnica

Para a determinação dos valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1, foram efectuados dois tipos de combinação, para assim se verificar qual a mais condicionante para a verificação geotécnica.

- Sobrecarga como acção variável base:

$$F_{Ed,V} = \gamma_G \cdot F_{V,CP} + \gamma_Q \left[F_{V,SC} + (\psi_{0,VDT} \cdot F_{V,VDT} + \psi_{0,VUT} \cdot F_{V,VUT}) \right] \quad (3.132)$$

$$F_{Ed,HL} = F_{Ed,V} \cdot \mu \quad (3.133)$$

- Combinação sísmica:

$$F_{Ed,V} = F_{V,CP} + \gamma_Q \cdot F_{V,E} \quad (3.134)$$

$$F_{Ed,HL} = F_{Ed,V} \cdot \mu \quad (3.135)$$

3.9.2.4.1. Verificação da estabilidade global

Para a verificação da estabilidade global, serão estudados os estados limites de derrubamento e de deslizamento.

Importa realçar que para o estado limite de derrubamento, interessa estudar qual a utilização dos coeficientes parciais mais desfavorável, para o caso de rotura estrutural (STR), ou seja, utilização dos coeficientes parciais para o estado limite de equilíbrio (EQU), ou para a combinação 1 da abordagem de cálculo 1 (Comb 1 – AC1).

Já para o estado limite último de deslizamento, utilizam-se os coeficientes parciais correspondentes à combinação 2 da abordagem de cálculo 1 (Comb.2 – AC1).

Para os dois estados limites terá de ser respeitado um factor de segurança (F.S.), que segue o seguinte critério para cada combinação de cálculo.

Tabela 3.82 – Critério de verificação para o estado limite de equilíbrio

Estado limite	Combinação	
	Sísmica	SC como acção variável base
Derrubamento	$F.S. \geq 1,00$	$F.S. \geq 1,50$
Deslizamento	$F.S. \geq 1,00$	$F.S. \geq 1,50$

3.9.2.4.1.1. Estado limite último de derrubamento

De seguida, apresentam-se os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro, ao encontro E1, para estado limite de equilíbrio (EQU), que é a situação mais condicionante.

Tabela 3.83 – Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1, para o estado limite último de derrubamento

Força	(EQU)			
	SC _{máx}	SC _{mín}	E _{máx}	E _{mín}
$F_{Ed,V,tab}$ [kN]	1391,249	614,750	1545,833	1545,196
$F_{Ed,H,tab}$ [kN]	69,562	30,738	77,292	77,260

Para cada combinação considerou-se o seu valor mínimo e máximo.

De seguida ilustra-se o ponto condicionante para o derrubamento do encontro E1, que é o mesmo que no encontro E2.

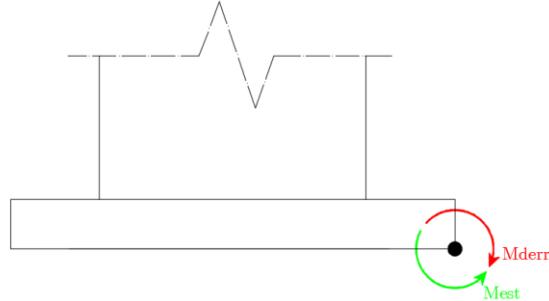


Figura 3.70 – Ponto condicionante para o derrubamento dos encontros

O factor de segurança a considerar para o estado limite último de derrubamento, corresponde ao quociente entre o somatório dos momentos flectores estabilizantes, e o somatório dos momentos flectores derrubantes.

$$F.S. = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{derr}} \quad (3.136)$$

O somatório dos momentos flectores estabilizante, tal como o derrubante, correspondem ao produto do valor de cálculo da força com o respectivo braço, relativamente ao ponto condicionante para o derrubamento.

$$\sum M = \sum_{i=1}^n (F_{Ed,i} \cdot b_i) \quad (3.137)$$

➤ Sobrecarga como acção variável base

Para a combinação da sobrecarga como acção variável base, o valor condicionante para o estado limite de derrubamento, é o correspondente às sobrecargas mínimas (SC_{\min}).

– Somatório dos momentos flectores estabilizantes:

$$\sum M_{est} = 52665,006 kN.m$$

– Somatório dos momentos flectores derrubantes:

$$\sum M_{derr} = 30026,716 kN.m$$

– Factor de segurança:

$$F.S. = \frac{52665,006}{30026,716} = 1,754 > 1,50$$

Considera-se verificada a segurança ao estado limite último de derrubamento, para a combinação da sobrecarga como acção variável base.

➤ **Combinação sísmica**

Para a combinação sísmica, o valor condicionante para o estado limite de derrubamento, é o valor mínimo (E_{\min}).

- Somatório dos momentos flectores estabilizantes:

$$\sum M_{est} = 51529,315 kN.m$$

- Somatório dos momentos flectores derrubantes:

$$\sum M_{derr} = 31429,582 kN.m$$

- Factor de segurança:

$$F.S. = \frac{51529,315}{31429,582} = 1,640 > 1,00$$

Considera-se verificada a segurança ao estado limite último de derrubamento, para a combinação sísmica.

3.9.2.4.1.2. Estado limite último de deslizamento

De seguida, apresentam-se os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro, ao encontro E1, para a combinação 2 da abordagem de cálculo 1 (Comb.2 – AC1).

Tabela 3.84 - Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1, para o estado limite último de deslizamento

Força	Comb. 2 - AC1			
	SC _{máx}	SC _{mín}	E _{máx}	E _{mín}
F _{Ed,V,tab} [kN]	1545,833	872,867	1545,833	1545,196
F _{Ed,H,tab} [kN]	77,292	43,643	77,292	77,260

De seguida apresenta-se o modelo de cálculo, que ilustra a disposição condicionante das forças de cálculo para o estado limite último de deslizamento.

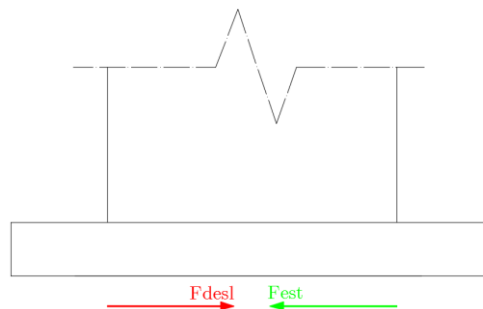


Figura 3.71 – Modelo de cálculo para o estado limite último de deslizamento

O factor de segurança a considerar para o estado limite último de deslizamento, corresponde ao quociente entre o somatório das forças estabilizantes, e o somatório das forças deslizantes.

$$F.S. = \frac{\sum F_{est}}{\sum F_{desl}} \quad (3.138)$$

O somatório das forças estabilizantes é dado pela seguinte expressão.

$$\sum F_{est} = \sum_{i=1}^n (F_{Ed,V,i}) \cdot tg(\delta'_d) \quad (3.139)$$

Já o somatório das forças deslizantes é dado pela seguinte expressão.

$$\sum F_{desl} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,H,i} \quad (3.140)$$

➤ Sobrecarga como acção variável base

Para a combinação da sobrecarga como acção variável base, o valor condicionante para o estado limite de deslizamento, é o valor mínimo (SC_{\min}).

– Somatório das forças estabilizantes:

$$\sum F_{est} = 4532,636 kN.m$$

– Somatório das forças deslizantes:

$$\sum F_{desl} = 2815,581 kN.m$$

– Factor de segurança:

$$F.S. = \frac{4532,636}{2815,581} = 1,610 > 1,50$$

Considera-se verificada a segurança ao estado limite último de deslizamento, para a combinação da sobrecarga como acção variável base.

➤ Combinação sísmica

Para a combinação sísmica, o valor condicionante para o estado limite de deslizamento, é o valor mínimo (E_{\min}).

– Somatório das forças estabilizantes:

$$\sum M_{est} = 5204,966 kN.m$$

- Somatório das forças derrubantes:

$$\sum M_{derr} = 2849,197 \text{ kN.m}$$

- Factor de segurança:

$$F.S. = \frac{5204,966}{2849,197} = 1,827 > 1,00$$

Considera-se verificada a segurança ao estado limite último de deslizamento, para a combinação sísmica.

3.9.2.4.2. Estado limite de rotura do terreno de fundação (GEO)

Para este estado limite, é considerado o critério que se apresenta de seguida.

Tabela 3.85 – Critério de verificação para o estado limite de rotura do terreno de fundação

Estado limite	Combinação	
	Sísmica	SC como acção variável base
Rotura do terreno de fundação	$\sigma_{m\acute{a}x} \geq 2 \cdot q_{Rd}$	$\sigma_{m\acute{a}x} \geq q_{Rd}$

De seguida, apresentam-se os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro, ao encontro E1, a considerar para a verificação do estado limite de rotura do terreno de fundação.

Tabela 3.86 – Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1, para o estado limite de rotura do terreno de fundação

Força	AC1			
	Comb. 1		Comb. 2	
	SC	E	SC	E
$F_{Ed,V,tab}$ [kN]	3900,517	1546,469	3117,657	1546,469
$F_{Ed,H,tab}$ [kN]	195,026	77,323	155,883	77,323

Pela tabela anterior, é possível constatar-se que a combinação 1 da abordagem de cálculo 1, com a sobrecarga como acção variável base é a mais condicionante.

➤ **Verificação da capacidade resistente do terreno de fundação**

– **Tensão aplicada no terreno**

A tensão que é aplicada no terreno de fundação do encontro, corresponde ao conjunto de tensões devido ao esforço normal ao terreno, e devido às excentricidades das forças horizontal e vertical.

Tensão normal na base do encontro:

$$\sigma_N = \frac{\sum F_{Ed,V}}{B.L} = \frac{12352,743}{9 \times 4} = 343,132 kPa$$

Tensão na base do encontro, devido à excentricidade da força vertical:

A tensão na base do encontro, devido à excentricidade da força vertical é dada pela expressão que apresenta de seguida.

$$\sigma_V = \frac{6 \cdot \sum F_{Ed,V} \cdot b_V}{B^2 \cdot L} \quad (3.141)$$

Em que: $b_V \rightarrow$ braço da força vertical $\left(b_V = \frac{\sum_{i=1}^n F_{Ed,V,i} \cdot b_{V,i}}{\sum_{i=1}^n F_{Ed,V,i}} \right)$.

De seguida apresenta-se o cálculo do braço da força vertical.

$$b_V = \frac{13968,514}{12352,743} = 1,131 m$$

Agora demonstra-se o cálculo da tensão na base do encontro, devido à excentricidade da força vertical.

$$\sigma_V = \frac{6 \cdot \sum F_{Ed,V} \cdot b_V}{B^2 \cdot L} = \frac{6 \times 13968,514}{9^2 \times 4} = 258,676 kPa$$

Tensão na base do encontro, devido à excentricidade da força horizontal:

A tensão na base do encontro, devido à excentricidade da força horizontal é dada pela seguinte expressão.

$$\sigma_H = \frac{\sum F_{Ed,H} \cdot b_H}{w} \quad (3.142)$$

Em que: $w \rightarrow$ módulo de flexão da secção da base do encontro; $\left(w = \frac{L \cdot B^2}{6} \right)$;

$$b_H \rightarrow \text{braço da força horizontal} \left(b_H = \frac{\sum_{i=1}^n F_{Ed,H,i} \cdot b_{H,i}}{\sum_{i=1}^n F_{Ed,H,i}} \right).$$

De seguida apresenta-se o cálculo do braço da força horizontal.

$$b_H = \frac{25537,523}{3095,764} = 8,249m$$

Cálculo do módulo de flexão da secção da base do encontro:

$$w = \frac{L \cdot B^2}{6} = \frac{4 \times 9^2}{6} = 54m^3$$

Agora demonstra-se o cálculo da tensão na base do encontro, devido à excentricidade da força horizontal.

$$\sigma_H = \frac{25537,523}{54} = 472,917kPa$$

Tensão máxima na base do encontro:

A tensão máxima na base do encontro corresponde ao valor máximo, entre as tensões máximas ocorridas nas extremidades da base do encontro, tal como se pretende elucidar pela figura 3.72.

A tensão máxima na extremidade interior da base do encontro é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{máx,int} = \sigma_N + \sigma_V - \sigma_H \quad (3.143)$$

A tensão máxima na extremidade exterior da base do encontro é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{máx,ext} = \sigma_N - \sigma_V + \sigma_H \quad (3.144)$$

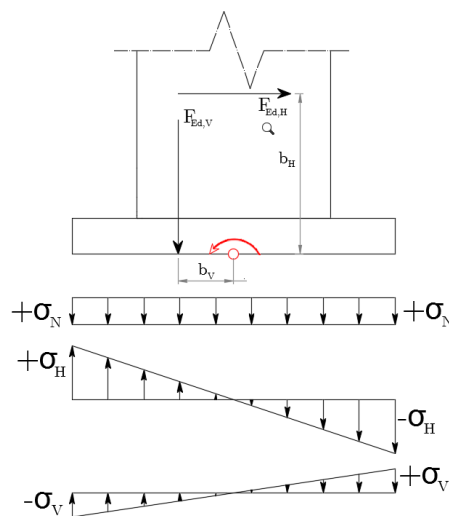


Figura 3.72 – Diagramas de tensões na base do encontro

De seguida apresentam-se os cálculos das tensões máximas nas extremidades da base do encontro.

$$\sigma_{máx,ext} = 343,312 + 258,676 - 472,917 = 128,891kPa$$

$$\sigma_{máx,int} = 343,312 - 258,676 + 472,917 = 557,373kPa$$

Finalmente, a tensão máxima na base do encontro é dada pela seguinte expressão.

$$\sigma_{máx} = máx\{\sigma_{máx,int}; \sigma_{máx,ext}\} = 557,373kPa$$

- Capacidade resistente do terreno de fundação

A determinação da capacidade resistente do terreno de fundação é efectuada com base na regulamentação preconizada pelo EC7, e é dada pela seguinte expressão.

$$q_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot L \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + q_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \quad (3.145)$$

De seguida demonstram-se os cálculos necessários para a determinação da capacidade resistente do terreno de fundação.

Ângulo de atrito interno do solo:

$$\phi'_d = \arctg\left(\frac{tg(32^\circ)}{1,00}\right) = 32^\circ$$

Peso específico do solo:

$$\gamma_{d,solo} = \frac{21,25}{1,00} = 21,25kN / m^3$$

Factores de capacidade resistente:

$$N_q = e^{\pi \cdot tg(\phi'_d)} \cdot tg^2\left(45 + \frac{\phi'_d}{2}\right) \quad (3.146)$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\phi'_d) \quad (3.147)$$

Tabela 3.87 – Factores de capacidade resistente, na base do encontro E1

N_q	N_{γ}
23,177	29,318

Larguras efectivas:

$$B' = B - 2 \cdot b_v = 9 - 2 \times 1,131 = 6,738m$$

$$L' = L = 4m$$

Factores de geometria da sapata do encontro E1 em planta:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{L}{B} \quad (3.148)$$

$$s_q = 1 + \frac{L}{B} \cdot \text{sen}(\phi'_d) \quad (3.149)$$

Tabela 3.88 – Factores de geometria da sapata do encontro E1 em planta

s_q	s_γ
1,893	0,495

Factor que tem em consideração a direcção de actuação da força horizontal:

Visto que a força horizontal actua segundo a direcção longitudinal, ou seja segundo X, então $m = m_B$.

$$m_B = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \quad (3.150)$$

Factores de inclinação de carga:

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{\sum F_{Ed,H}}{\sum F_{Ed,V}} \right]^{m+1} \quad (3.151)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{\sum F_{Ed,H}}{\sum F_{Ed,V}} \right]^m \quad (3.152)$$

Tabela 3.89 – Factores de inclinação de carga

m_B	s_q	s_γ
1,372	1,893	0,495

Tensão resistente na base da sapata do encontro E1, devido ao peso do solo acima desta:

$$q_0 = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo,acima-sapata} \quad (3.153)$$

Verificação da capacidade resistente do terreno de fundação:

Tabela 3.90 – Verificação da capacidade resistente do terreno de fundação

h_{solo} [m]	q_0 [kN/m ²]	q_{rd} [kN/m ²]	$\sigma_{m\acute{a}x}$	Verificação
7,600	161,500	5291,702	557,373	Verifica

A tabela anterior confirma que está garantida a segurança ao estado limite de rotura do terreno de fundação.

3.9.2.5. Verificação estrutural

Tal como foi mencionado anteriormente, para a verificação estrutural considerou-se que os impulsos de terra são horizontais.

Neste subcapítulo vai-se efectuar o dimensionamento estrutural dos vários elementos que constituem o encontro E1.

3.9.2.5.1. Espelho

Para o dimensionamento estrutural do espelho do encontro E1, a combinação 1 da abordagem de cálculo 1, é a mais condicionante, para os impulsos de terra.

O espelho do encontro E1 foi modelado considerando-se uma consola, na qual actuam os impulsos de terra incidentes no tardo do espelho.

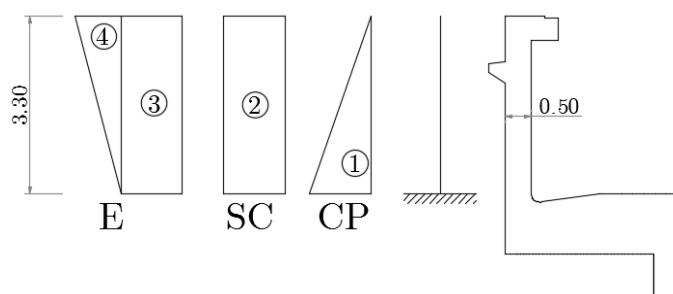


Figura 3.73 – Modelo de cálculo para o dimensionamento do encontro E1

De seguida apresentam-se os valores obtidos para os impulsos actuantes no tardo do espelho do encontro E1.

Tabela 3.91 – Impulsos de terra actuantes no tardo do espelho do encontro E1

Acção	Parcela	h_i [m]	k	Impulso [kN/m]
CP	1	3,3	0,278	32,186
SC	2	3,3	0,278	9,180
E	3	3,3	0,208	27,767
	4	3,3	0,208	24,113

De seguida apresentam-se os cálculos para a determinação do momento actuante de cálculo, para a combinação sísmica, pois é a mais condicionante para o dimensionamento estrutural do espelho do encontro E1.

O momento actuante de cálculo no espelho do encontro E1, é dado pela seguinte expressão.

$$M_{Ed} = M_{CP} + \gamma_Q \cdot M_E \quad (3.154)$$

Momento devido aos impulsos devido ao peso próprio das terras:

$$M_{CP} = I_{CP} \cdot \frac{1}{3} h_{\text{espelho}} = 32,186 \times \frac{1}{3} \times 3,3 = 35,405 \text{ kNm/m}$$

Momento devido ao acréscimo de impulsos devido à acção sísmica:

$$M_E = I_{E,3} \cdot \frac{1}{2} h_{\text{espelho}} + I_{E,4} \cdot \frac{2}{3} h_{\text{espelho}} = 27,767 \times \frac{1}{2} \times 3,3 + 24,113 \times \frac{2}{3} \times 3,3 = 98,864 \text{ kNm/m}$$

Momento actuante de cálculo:

$$M_{Ed} = 35,405 + 1,5 \times 98,864 = 183,701 \text{ kNm/m}$$

Com o cálculo do momento flector actuante no espelho do encontro E1, prossegue-se com o cálculo da armadura necessária para garantir a sua segurança estrutural.

Altura útil da secção do espelho:

$$d = B - \text{rec} - \frac{\phi_{\text{adop}}}{2} = 0,50 - 0,07 - \frac{0,012}{2} = 0,424 \text{ m}$$

Coefficiente μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{183,701}{0,424 \times 1 \times 20 \times 10^3} = 0,051$$

Taxa mecânica de armadura:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051} = 0,052$$

Armadura de cálculo:

$$A_{s,d} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,052 \times 1 \times 0,424 \times \left(\frac{20}{435} \right) = 10,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima:

$$A_{s,\text{min}} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1 \times 0,424 = 6,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura adoptada:

$$A_s = \text{máx} \{ A_{s,d}; A_{s,\text{min}} \} = 10,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tabela 3.92 – Armadura adoptada para a secção do espelho no encontro E1

ϕ [mm]	afastamento [m]	$A_{s,\text{adop}}$ [cm ² /m]
12	0,1	11,30973355

3.9.2.5.2. Viga de estribo

A viga de estribo e o espelho funcionam como um elemento de viga, assim sendo, a viga de estribo não pode ser estudada isoladamente do espelho.

Vão estudar-se dois casos de acções actuantes neste elemento, sendo estas as acções do peso próprio em conjunto com o veículo tipo, e impulso de terras.

➤ Peso próprio e veículo tipo

O modelo de cálculo, para considerar a acção do peso próprio e do veículo tipo, corresponde a uma consola com extensão de 3,00 metros, desde a zona do aparelho de apoio até à extremidade da secção transversal do tabuleiro, considerando-se aplicada uma força correspondente à acção do veículo na extremidade da via de circulação.

Este modelo é ilustrado de seguida.

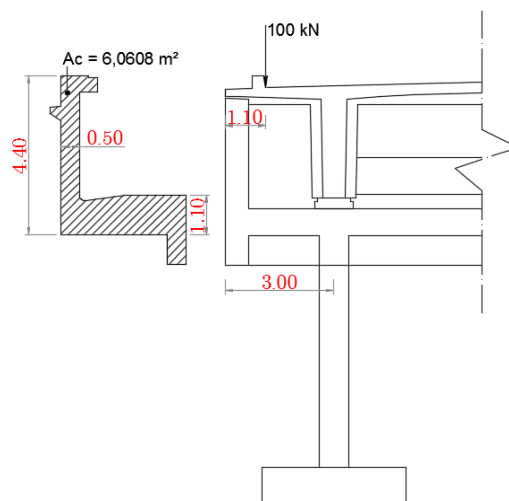


Figura 3.74 – Modelo para o dimensionamento da viga de estribo, para as acções do peso próprio e do veículo tipo

O momento actuante de cálculo na viga de estribo do encontro E1, é dado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = M_{viga-estribo} + M_{VT} \quad (3.155)$$

Momento devido peso próprio do conjunto viga de estribo e espelho:

$$M_{viga-estribo} = \gamma_G \cdot \left(\gamma_{BA} \cdot A_c \cdot \frac{(L_{cons})^2}{2} \right) = 1,35 \times \left(25 \times 6,06 \times \frac{3,00^2}{2} \right) = 920,363 \text{ kNm}$$

Momento devido à acção do veículo tipo na extremidade da via de circulação:

$$M_{VT} = \gamma_Q \cdot \left(F_{VT} \cdot [L_{cons} - L_{passeio+lancil}] \right) = 1,50 \times (100 \times [3,00 - 1,10]) = 285 \text{ kNm}$$

Momento actuante de cálculo:

$$M_{Ed} = 920,363 + 285 = 1205,363 \text{ kNm}$$

Com o cálculo do momento flector actuante na viga de estribo do encontro E1, devido às acções do peso próprio e do veículo tipo, prossegue-se com o cálculo da armadura necessária para garantir a sua segurança estrutural.

Altura útil da secção do espelho:

$$d = h_{v.\text{estribo+espelho}} - rec - \frac{\phi_{adop}}{2} = 4,40 - 0,07 - \frac{0,025}{2} = 4,318m$$

Coefficiente μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1205,363}{0,5 \times 4,320^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0065$$

Taxa mecânica de armadura:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0065} = 0,0065$$

Armadura de cálculo:

$$A_{s,d} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0065 \times 0,5 \times 4,320 \times \left(\frac{20}{435} \right) = 6,439 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b_i \cdot d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 0,5 \times 4,318 = 32,554 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada:

$$A_s = \max \{ A_{s,d}; A_{s,min} \} = 32,554 \text{ cm}^2$$

Tabela 3.93 - Armadura adoptada para a secção da viga de estribo no encontro E1, devido às acções do peso próprio e do veículo tipo

ϕ [mm]	Nº de varões	$A_{s,adop}$ [cm ²]
20	11	34,558

➤ Impulso de terras

Os impulsos de terras são aplicados no tardo do conjunto viga de estribo e espelho, assim como na extensão do muro de avenida.

Inicialmente calculam-se as pressões de terras incidentes ao longo do espelho do encontro E1, para depois se determinar a pressão de cálculo mais condicionante, consoante a sua combinação.

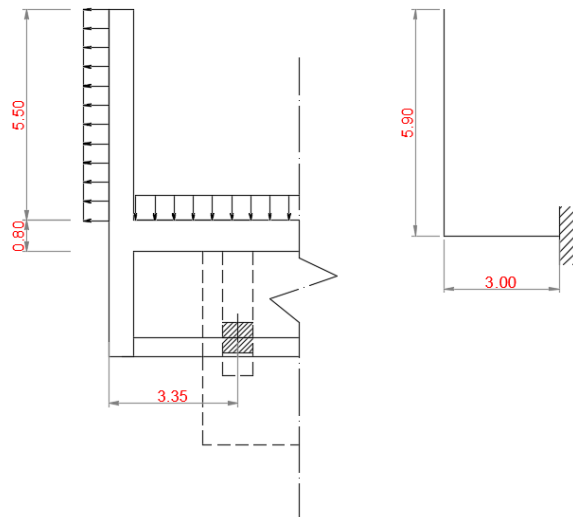


Figura 3.75 – Modelo de cálculo para a acção dos impulsos de terras na viga de estribo do encontro E1

Para o dimensionamento estrutural da viga de estribo do encontro E1, a combinação 1 da abordagem de cálculo 1, é a mais condicionante, para as pressões de terra.

Tabela 3.94 - Pressões de terra actuantes no tardo do conjunto da viga de estribo com o espelho, do encontro E1

Acção	Parcela	h_i [m]	k	Pressão P_a [kN/m ²]
CP	1	4,40	0,2782	13,004
SC	2	4,40	0,2782	2,782
E	3	4,40	0,208	4,428
	4	4,40	0,208	19,485

A combinação sísmica é a mais condicionante, para a determinação da pressão de cálculo, que é determinada com a seguinte metodologia:

$$P_{a,Ed} = P_{a,CP} + \gamma_Q \cdot P_{a,E} = 13,004 + 1,50 \times (4,428 + 19,485) = 48,875 \text{ kN/m}^2$$

O momento actuante de cálculo na viga de estribo, consiste em calcular-se os momentos das consolas que se formam, no modelo demonstrado na figura 3.89.

$$M_{Ed} = P_{a,Ed} \cdot \left(\frac{(L_{\text{viga-estribo}})^2}{2} + \frac{(L_{\text{muro}})^2}{2} \right) = 48,875 \times \left(\frac{5,90^2}{2} + \frac{3,00^2}{2} \right) = 1070,609 \text{ kNm/m}$$

Com o cálculo do momento flector actuante na viga de estribo do encontro E1, devido ao impulso de terras, prossegue-se com o cálculo da armadura necessária para garantir a sua segurança estrutural.

Altura útil da secção do espelho:

$$d = L_{v.estribo} - rec - \frac{\phi_{adop}}{2} = 3,30 - 0,07 - \frac{0,025}{2} = 3,224m$$

Coefficiente μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1070,609}{1,0 \times 3,224^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0052$$

Taxa mecânica de armadura:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0052} = 0,0052$$

Armadura de cálculo:

$$A_{s,d} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0052 \times 1,0 \times 3,224 \times \left(\frac{20}{435} \right) = 7,657 \text{ cm}^2 / m$$

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 3,224 = 48,618 \text{ cm}^2 / m$$

Armadura adoptada:

$$A_s = \max\{A_{s,d}; A_{s,min}\} = 48,618 \text{ cm}^2 / m$$

Tabela 3.95 - Armadura adoptada para a secção da viga de estribo no encontro E1, devido ao impulso de terras

Φ [mm]	afastamento [m]	$A_{s,adop}$ [cm ² /m]
25	0,1	49,087

3.9.2.5.3. Gigantes

Cada encontro do presente viaduto rodoviário apresenta dois gigantes, ambos com 7,60 metros de altura. Os gigantes são solicitados nas direcções longitudinal e transversal.

Os subcapítulos seguintes apresentam a análise de dimensionamento dos gigantes, para as referidas direcções.

3.9.2.5.3.1. Direcção transversal (Y)

De seguida, apresenta-se o modelo de cálculo adoptado para o dimensionamento na direcção transversal, ou direcção Y.

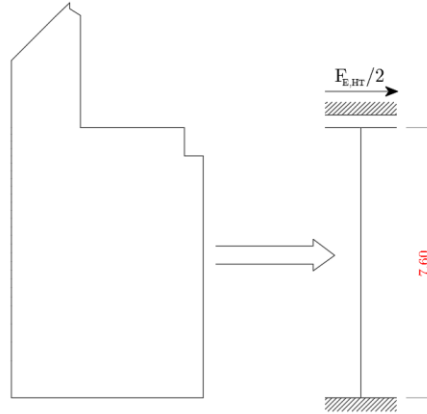


Figura 3.76 – Modelo de cálculo para o dimensionamento na direcção transversal do gigante

Na direcção transversal, o gigante é solicitado pela força horizontal transversal do sismo.

➤ Verificação da segurança à flexão

O momento actuante na direcção transversal, é dado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{F_{E,Ht}}{2} \cdot \frac{h}{2} = 1,50 \times \frac{1077}{2} \times \frac{7,60}{2} = 2762,51 \text{ kN.m}$$

Com o cálculo do momento flector actuante na na direcção transversal do gigante, prossegue-se com o cálculo da armadura necessária para garantir a sua segurança estrutural.

Altura útil da secção do gigante:

$$d = e_{gigante} - rec - \frac{\phi_{adop}}{2} = 0,80 - 0,07 - \frac{0,025}{2} = 0,718 \text{ m}$$

Coefficiente μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2762,51}{5,4 \times 0,718^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0497$$

Taxa mecânica de armadura:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0497} = 0,0510$$

Armadura de cálculo:

$$A_{s,d} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0510 \times 5,4 \times 0,718 \times \left(\frac{20}{435} \right) = 90,871 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s,mín} = 0,26 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{syk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 5,4 \times 0,718 = 58,427 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada:

$$A_s = \text{máx} \{ A_{s,d} ; A_{s,mín} \} = 90,871 \text{ cm}^2$$

Tabela 3.96 – Armadura de flexão adoptada para direcção transversal do gigante

ϕ [mm]	Nº de varões	$A_{s,adop}$ [cm ²]
25	20	98,175

➤ Verificação da segurança ao esforço transverso

O esforço transverso actuante na direcção transversal, é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{F_{E,Ht}}{2} = 1,50 \times \frac{1077}{2} = 807,75 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura de esforço transverso:

De seguida apresenta-se o cálculo da armadura necessária, na direcção transversal do gigante.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{mín} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) = \frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 5,400 \times \text{sen}(90^\circ) = 47,323 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} = \frac{807,75}{0,9 \times 0,718 \times 435 \times 10^3 \times \cot(30^\circ)} = 16,552 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_d = \text{máx} \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{mín} ; \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} \right\} = 47,323 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

2 ramos de armadura:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_d = \frac{47,323}{2} = 23,662 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$$

Tabela 3.97 – Armadura de esforço transverso adoptada para a secção transversal do gigante

ϕ [mm]	Afastamento [m]	$A_{s,adop}$ [cm ² /m/ramo]
20	0,1	31,416

Cálculo do esforço transverso resistente:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{syd} \cdot \cot \theta = 2 \times 31,516 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,718) \times 435 \times 10^3 \times \cot 30^\circ = 1533,05 kN$$

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1,00 \times 5,4 \times (0,9 \times 0,718) \times 0,528 \times 23,33 \times 10^3}{\cot 30^\circ + \tan 30^\circ} = 16000,49 kN$$

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s}; V_{Rd,máx} \} = 1533,05 kN$$

Verificação da segurança:

$$V_{Ed} = 807,75 kN \leq V_{Rd} = 1533,05 kN \rightarrow \text{Verifica a segurança ao E.L.U. de esforço transverso}$$

➤ **Momento flector transmitido à viga de estribo**

Na secção da extremidade superior do gigante, representada no modelo da figura 3.89, é transmitido um momento flector à viga de estribo que se encontra acima da referida secção. Assim sendo, considerou-se uma secção com 4,40 metros de altura, e 0,50 metros de largura, para ser determinada a armadura necessária para suportar a solicação.

O momento flector transmitido à viga de estribo, é o momento flector actuante na direcção transversal do gigante, que foi determinado anteriormente.

$$M_{Ed} = 2762,51 \text{ kN.m}$$

Altura útil da secção do gigante:

$$d = h_{\text{viga-estribo}} - \text{rec} - \frac{\phi_{adop}}{2} = 4,40 - 0,07 - \frac{0,025}{2} = 4,318 m$$

Coefficiente μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2762,51}{0,50 \times 4,318^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0148$$

Taxa mecânica de armadura:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0148} = 0,0149$$

Armadura de cálculo:

$$A_{s,d} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,0149 \times 0,50 \times 4,318 \times \left(\frac{20}{435} \right) = 14,790 \text{ cm}^2$$

A armadura calculada anteriormente para a viga de estribo, é suficiente para suportar esta solicação.

3.9.2.5.3.2. Direcção longitudinal (X)

Na direcção longitudinal, o gigante é solicitado pelo impulso de terras, acções transmitidas pelo tabuleiro e pelo peso do encontro. De realçar que só se contabilizam as forças horizontais. A combinação que apresenta a sobrecarga como acção variável base, é a mais condicionante para o dimensionamento do gigante na direcção longitudinal.

Esforço transversal actuante:

O esforço transversal actuante no gigante, corresponde ao somatório das forças horizontais que actuam no gigante.

$$V_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,HI,i} = 3567,010 \text{ kN}$$

Momento flector actuante:

O momento flector actuante no gigante, corresponde ao produto do somatório das forças horizontais com o respectivo braço.

$$M_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,HI,i} \cdot b_i = 25334,407 \text{ kN.m}$$

➤ Armaduras longitudinais do gigante

As armaduras longitudinais, ou de flexão do gigante, foram determinadas através dos diagramas de interacção N-M, onde se procurou garantir que as armaduras em cedência fossem suficientes para garantir a segurança à flexão do gigante.

De seguida apresentam-se as características resistentes da secção em análise do gigante.

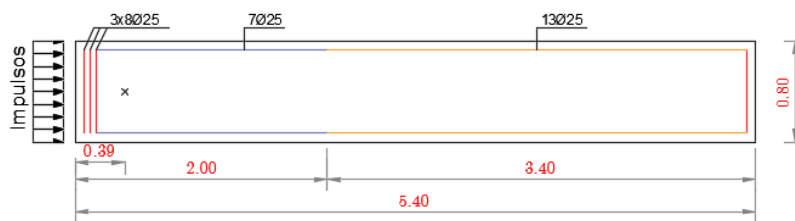


Figura 3.77 – Características resistentes da secção longitudinal do gigante

As armaduras em cedência são as que se apresentam com as cores vermelha e azul, correspondendo a uma área total de armadura de $282,743 \text{ cm}^2$. O braço do binário das forças internas é de $4,137 \text{ m}$.

➤ Momento flector resistente

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{syd} \cdot z = 282,743 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 \times 4,137 = 50858,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed} = 25334,407 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 50858,65 \text{ kN.m}$$

Está garantida a segurança ao estado limite último de flexão da secção longitudinal do gigante.

➤ **Esforço transversal resistente**

Altura útil da secção longitudinal do gigante:

$$d = B_{gigante} - rec - \frac{\phi}{2} = 5,40 - 0,07 - \frac{0,025}{2} = 5,318m$$

Armadura de esforço transversal:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot sen(\alpha) = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} \cdot 0,8 \cdot sen(90^\circ) = 7,573cm^2 / m$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} = \frac{3567,01}{0,9 \cdot 5,318 \cdot 435 \times 10^3 \cdot \cot(30^\circ)} = 9,897cm^2 / m$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_d = \max\left\{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal}\right\} = 9,897cm^2 / m$$

2 ramos de armadura:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_d = \frac{9,897}{2} = 4,949cm^2 / m / ramo \rightarrow \Phi 12 // .125 (9,048cm^2 / m / ramo)$$

Esforço transversal resistente:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{syd} \cdot \cot \theta = 2 \cdot 4,949 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 5,318) \times 435 \times 10^3 \times \cot 30^\circ = 6521,62kN$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + tg \theta} = \frac{1,00 \times 0,8 \times (0,9 \times 5,318) \times 0,528 \times 23,33 \times 10^3}{\cot 30^\circ + tg 30^\circ} = 17506,71kN$$

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} = 6521,62kN$$

Verificação da segurança:

$$V_{Ed} = 3567,01kN \leq V_{Rd} = 6521,62kN \rightarrow \text{Verifica a segurança ao E.L.U. de esforço transversal}$$

Está garantida a segurança ao estado limite último de esforço transversal da secção longitudinal do gigante.

3.9.2.5.4. Sapatas

As sapatas de fundação serão analisadas a partir das tensões no terreno, obtidas aquando da verificação da estabilidade global.

Cada encontro apresenta duas sapatas, uma para cada gigante.

A combinação sísmica é a condicionante, para o dimensionamento das sapatas.

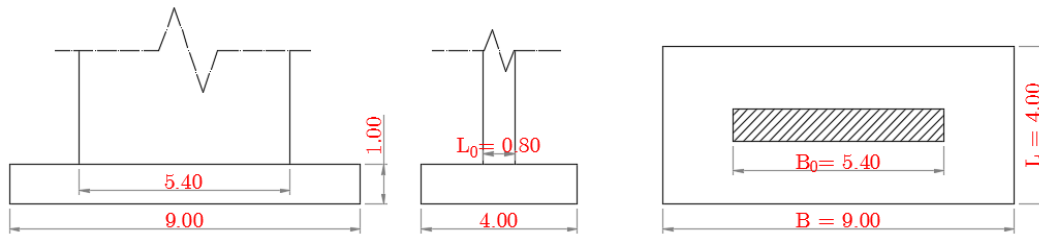


Figura 3.78 – Características geométricas das sapatas do encontro E1

De seguida apresentam-se os esforços actuantes na base das sapatas.

$$N_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,V,i} = 14902,66 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,x} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,Hl,i} = 3567,01 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = F_{Ed,Ht} = \gamma_Q \cdot \left(\frac{F_{E,Ht}}{2} \right) = 1,50 \times \left(\frac{1077}{2} \right) = 807,75 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,V,i} \cdot b_{V,i} + \sum_{i=1}^n F_{Ed,Hl,i} \cdot b_{Hl,i} = 22072,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,x} = -F_{Ed,Ht} \cdot b_{Ht} = -807,75 \times 8 = -6462,00 \text{ kN.m}$$

Através dos esforços actuantes na base das sapatas, calculam-se os esforços de cálculo, através das expressões 3.74 a 3.76, que foram apresentadas anteriormente, para o cálculo dos esforços de cálculo nas fundações dos pilares.

Tabela 3.98 – Valores dos esforços de cálculo na base das sapatas do encontro E1

PP _{sapata} [kN]	N _{Ed,b} [kN]	M _{Ed,y} [kN.m]	M _{Ed,x} [kN.m]
900,000	15802,658	32161,667	-7269,750

Estes esforços provocam excentricidades na base das sapatas, e assim determina-se a área efectiva das sapatas. Tendo em conta que se está a estudar a combinação sísmica, então deverá considerar-se o sismo a actuar em cada direcção. Assim sendo tem-se tensões efectivas para cada direcção de actuação.

3.9.2.5.4.1. Direcção longitudinal (X)

➤ Cálculo da tensão efectiva

Excentricidade na direcção longitudinal:

$$e_{b,x} = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{32161,67}{15802,02} = 2,035m$$

Dimensões efectivas na direcção longitudinal:

$$B' = B - 2 \cdot e_{b,x} = 9 - 2 \times 2,035 = 4,929m$$

$$L' = L = 4,000m$$

Tensão efectiva:

$$\sigma_{solo,x} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} = \frac{15802,02}{4,93 \times 4,00} = 801,41 \text{ kPa}$$

➤ Armaduras na face inferior

O cálculo das armaduras na face inferior é efectuado através do método das bielas, a partir do modelo que se apresenta de seguida.

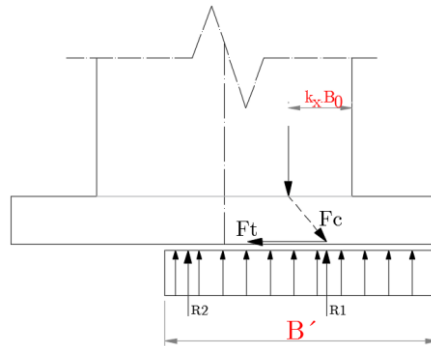


Figura 3.79 – Modelo de cálculo para o método das bielas, na direcção longitudinal

Cálculo da altura útil da sapata:

– Varões de 32mm

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 1 - 0,07 - \left(\frac{0,032}{2} \right) = 0,914 \text{ m}$$

Cálculo do coeficiente k :

O coeficiente k é calculado por interpolação dos valores resultantes da razão entre a excentricidade da carga na base do gigante e a dimensão daquele, na direcção em estudo.

A referida interpolação é estabelecida com base na tabela 3.43.

Determinação da força de cálculo nos tirantes:

A força de cálculo nos tirantes (F_{tsd}) é calculada através da expressão 3.90.

Tabela 3.99 – Força de cálculo nos tirantes das sapatas do encontro E1, na direcção longitudinal

e_x/a_0	k	$N_{Ed,b}$ [kN]	F_{tsd} [kN]
0,377	0,175	15802,658	8985,584

Armadura na face inferior:

Para finalizar o dimensionamento das sapatas na direcção longitudinal, procede-se ao cálculo da quantidade de armadura na face inferior, através da expressão 3.91.

Tabela 3.100 – Armadura adoptada na face inferior das sapatas do encontro E1, na direcção longitudinal

A_{sx}^+ [cm^2/m]	ϕ [mm]	afastamento [m]	$A_{sx,adop}^+$ [cm^2/m]
67,102	32	0,100	80,425

➤ Armaduras na face superior

As armaduras na face superior das sapatas, são calculadas através do método das consolas, a partir do modelo que se apresenta de seguida.

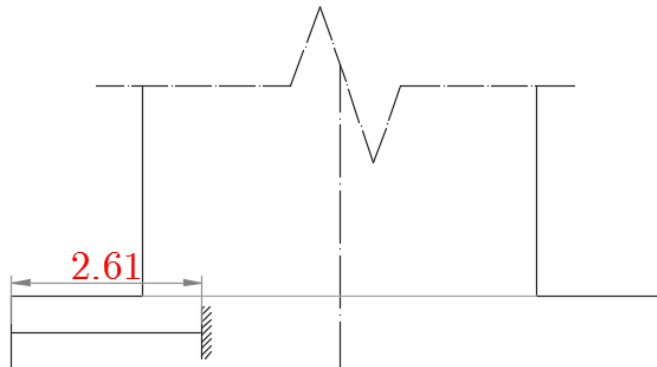


Figura 3.80 – Modelo de cálculo para o método das consolas, na direcção longitudinal

Peso próprio da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{BA} \cdot h = 25,00 \times 1,00 = 25,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Peso das terras acima da sapata:

$$PP_{solo,acima} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo,acima} = 21,25 \times 7,6 = 161,500 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Momento flector devido aos carregamentos:

$$M_{Ed,y}^- = - \left[1,35 \times (25 + 161,50) \times \frac{(2,61)^2}{2} \right] = -857,558 \text{ kNm} / \text{m}$$

Através do momento flector devido aos carregamentos, calcula-se agora a quantidade de armadura superior na direcção longitudinal.

Cálculo da altura útil da sapata:

– Varões de 20mm

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 1 - 0,07 - \left(\frac{0,020}{2} \right) = 0,920 \text{ m}$$

Tabela 3.101 – Armadura adoptada na face superior das sapatas do encontro E1, na direcção longitudinal

μ	ω	$A_{s,x,cal}^{(-)}$ [cm ² /m]	ϕ [mm]	afastamento [m]	$A_{s,x,adop}^{(-)}$ [cm ² /m]
0,051	0,052	22,011	20	0,125	25,133

3.9.2.5.4.2. Direcção transversal (Y)

➤ Cálculo da tensão efectiva

Excentricidade na direcção longitudinal:

$$e_{b,x} = \frac{M_{Ed,x}}{N_{Ed,b}} = \frac{|-7269,75|}{15802,02} = 0,460m$$

Dimensões efectivas na direcção longitudinal:

$$B' = B = 9,000m$$

$$L' = L - 2 \cdot e_{b,y} = 4,000 - 2 \times 0,460 = 3,079m$$

Tensão efectiva:

$$\sigma'_{solo,x} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} = \frac{15802,020}{9,000 \times 3,079} = 570,078kPa$$

➤ Armaduras na face inferior

O cálculo das armaduras na face inferior é efectuado através do método das bielas, a partir do modelo que se apresenta de seguida.

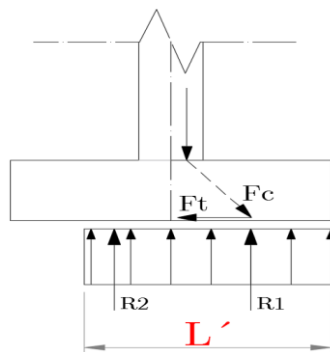


Figura 3.81 - Modelo de cálculo para o método das bielas, nas direcção transversal

Cálculo da altura útil da sapata:

– Varões de 25mm

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 1 - 0,07 - \left(\frac{0,025}{2} \right) = 0,918m$$

Cálculo do coeficiente k :

Raciocínio análogo ao que foi efectuado para a direcção longitudinal.

Determinação da força de cálculo nos tirantes:

Raciocínio análogo ao que foi efectuado para a direcção longitudinal.

Tabela 3.102 - Força de cálculo nos tirantes das sapatas do encontro E1, na direcção transversal

e_y/a_0	k	N_{bsd} [kN]	F_{tsd} [kN]
0,575	0,142	15802,658	6560,553

Armadura na face inferior:

Raciocínio análogo ao que foi efectuado para a direcção longitudinal.

Tabela 3.103 - Armadura adoptada na face inferior das sapatas do encontro E1, na direcção transversal

A_{sy}^+ [cm ² /m]	ϕ [mm]	afastamento [m]	$A_{sy,adop}^+$ [cm ² /m]
30,611	20	0,100	31,416

➤ Armaduras na face superior

As armaduras na face superior das sapatas, são calculadas através do método das consolas, a partir do modelo que se apresenta de seguida.

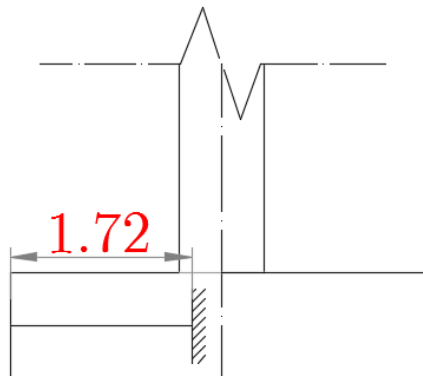


Figura 3.82 - Modelo de cálculo para o método das consolas, na direcção transversal

Peso próprio da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{BA} \cdot h = 25,00 \times 1,00 = 25,000 \text{ kN} / m^2$$

Peso das terras acima da sapata:

$$PP_{solo,acima} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo,acima} = 21,25 \times 7,6 = 161,500 \text{ kN} / m^2$$

Momento flector devido aos carregamentos:

$$M_{Ed,y}^- = - \left[1,35 \times (25 + 161,50) \times \frac{(1,72)^2}{2} \right] = -372,426 \text{ kNm/m}$$

Através do momento flector devido aos carregamentos, calcula-se agora a quantidade de armadura superior na direcção transversal.

Cálculo da altura útil da sapata:

– Varões de 12mm

$$d = h - rec - \left(\frac{\phi_{adop}}{2} \right) = 1 - 0,07 - \left(\frac{0,012}{2} \right) = 0,924m$$

Tabela 3.104 - Armadura adoptada na face superior das sapatas do encontro E1, na direcção transversal

μ	ω	$A_{s,x,cal}^{(-)}$ [cm ² /m]	ϕ [mm]	afastamento [m]	$A_{s,x,adop}^{(-)}$ [cm ² /m]
0,022	0,022	9,467	12	0,100	11,310

3.9.2.5.5. Muros de avenida

Os muros de avenida para ambos os encontros são solicitados pelos impulsos de terra activos, e por impulsos de terra devido à sobrecarga rodoviária de 10 kN/m².

De seguida apresenta-se o modelo de cálculo adoptado, para o dimensionamento dos muros de avenida, assim como as suas acções actuantes.

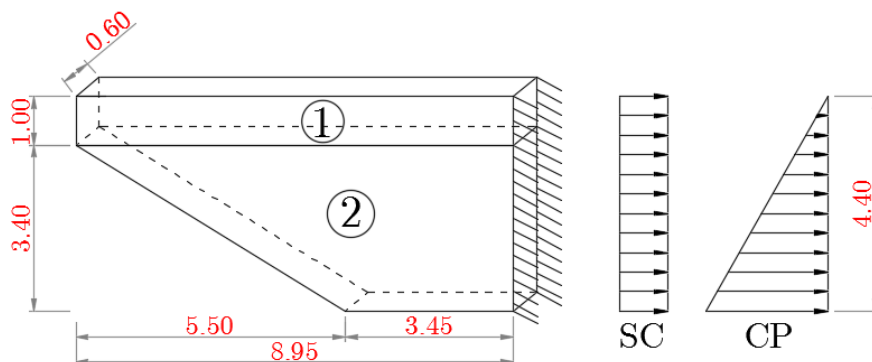


Figura 3.83 – Geometria e modelo de cálculo dos muros de avenida, e acções actuantes

Como é possível perceber-se pela figura anterior, dividiu-se o muro de avenida em duas porções, com áreas distintas. Através do AutoCad obtiveram-se as respectivas áreas de cada porção.

$$A_1 = 8,95 \text{ m}^2 ; A_2 = 21,08 \text{ m}^2$$

Para o cálculo dos impulsos de terras actuantes, a combinação 2 da abordagem de cálculo 1 é a mais condicionante, para a determinação dos coeficientes de impulso. De realçar que utilizou-se o coeficiente de impulso em repouso, pois era o maior valor relativamente ao coeficiente de impulso activo.

Tabela 3.105 – Impulsos actuantes nos muros de avenida

Acção	Parcela	b_i [m]	k	Impulso [kN]
CP	1	4,475	0,553	52,574
	2	3,303	0,553	544,839
SC	1	4,475	0,553	49,481
	2	3,303	0,553	116,543

➤ Verificação da segurança ao estado limite último de flexão

O momento actuante de cálculo para quantificação das armaduras necessárias para os muros de avenida, é apresentado de seguida.

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= \gamma_G \cdot (I_{CP,1} \cdot b_1 + I_{CP,2} \cdot b_2) + \gamma_Q \cdot (I_{SC,1} \cdot b_1 + I_{SC,2} \cdot b_2) \\
 &= 1,35 \times (52,574 \times 4,475 + 544,839 \times 3,303) + 1,50 \times (49,481 \times 4,475 + 116,543 \times 3,303) \\
 &= 3656,903 \text{ kNm} \rightarrow = \frac{3656,903}{4,4} = 831,114 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Com o cálculo do momento flector actuante na direcção transversal do gigante, prossegue-se com o cálculo da armadura necessária para garantir a sua segurança estrutural.

Altura útil da secção do muro:

$$d = e_{muro} - rec - \frac{\phi_{adop}}{2} = 0,60 - 0,07 - \frac{0,025}{2} = 0,518m$$

Coefficiente μ :

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{831,114}{1,0 \times 0,518^2 \times 20 \times 10^3} = 0,155$$

Taxa mecânica de armaduras:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,155} = 0,170$$

Armadura de cálculo:

$$A_{s,d} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = 0,170 \times 1,0 \times 0,518 \times \left(\frac{20}{435} \right) = 40,360 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{syk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,518 = 7,804 \text{ cm}^2$$

Armadura adoptada:

$$A_s = \text{máx} \{ A_{s,d}; A_{s,min} \} = 40,360 \text{ cm}^2$$

Tabela 3.106 – Armadura de flexão adoptada para os muros de avenida

ϕ [mm]	afastamento [m]	$A_{s,adop}$ [cm ² /m]
25	0,100	49,087

➤ Verificação da segurança ao estado limite último de esforço transversal

O esforço transversal actuante de cálculo é apresentado de seguida:

$$V_{Ed} = 1,35 \times (52,574 + 544,839) + 1,50 \times (49,481 + 116,543) = 1055,544 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \frac{1055,544}{4,4} = 239,896 \text{ kN / m}$$

De seguida apresenta-se o cálculo da armadura necessária, na direcção transversal do gigante:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_d = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} = \frac{239,896}{0,9 \times 0,524 \times 435 \times 10^3 \times \cot(30^\circ)} = 6,755 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = 0,08 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{syk}}} \cdot b \cdot \text{sen}(\alpha) = 0,08 \times \sqrt{\frac{30}{500}} \times 1,00 \times \text{sen}(90^\circ) = 8,764 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = \text{máx} \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_d; \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} \right\} = 8,764 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

2 ramos de armadura:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_d = \frac{8,764}{2} = 4,382 \text{ cm}^2 / \text{m / ramo}$$

Tabela 3.107 – Armadura de esforço transversal adoptada para os muros de avenida

ϕ [mm]	afastamento [m]	$A_{s,adop}$ [cm ² /m/ramo]
12	0,200	5,655

Cálculo do esforço transversal resistente:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{syd} \cdot \cot \theta = 2 \times 5,655 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,518) \times 435 \times 10^3 \times \cot 30^\circ = 439,99 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + tg \theta} = \frac{1,00 \times 1,00 \times (0,9 \times 0,518) \times 0,528 \times 23,33 \times 10^3}{\cot 30^\circ + tg 30^\circ} = 2362,21 kN$$

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s}; V_{Rd,max} \} = 439,99 kN$$

Verificação da segurança:

$$V_{Ed} = 239,896 kN \leq V_{Rd} = 439,990 kN \rightarrow \text{Verifica a segurança ao E.L.U. de esforço transversal}$$

Conclui-se então, que se encontra verificada a segurança ao esforço transversal, nos muros de avenida.

3.9.3. Encontro E2

O encontro E2 apresenta as mesmas dimensões que o encontro E1, assim como a mesma profundidade onde os impulsos se anulam.

Os cálculos para dimensionamento do encontro E2 são semelhantes aos que foram efectuados para o encontro E1, apresentando assim as mesmas armaduras.

3.10. APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO

O presente viaduto rodoviário em estudo apresenta quatro aparelhos de apoio, todos do tipo “Pot-Bearing”, sendo que nos alinhamentos de pilares P1 e P6 são fixos, e nos encontros E1 e E2 são móveis unidireccionais.

Para a escolha dos aparelhos de apoio mais conveniente à estrutura em questão, o fabricante necessita de informação relativa às cargas e deslocamentos a que vão estar sujeitos os mesmos. Os valores relativos às cargas actuantes e deslocamentos característicos foram obtidos através do modelo de comportamento sísmico da estrutura, a partir do *software* de cálculo SAP2000.

Para além dos deslocamentos longitudinais devido às cargas permanentes e acções variáveis, também é necessário determinar-se os deslocamentos longitudinais devido à fluência e retracção, assim como os deslocamentos devido à variação uniforme de temperatura. Os deslocamentos devido à fluência e retracção são determinados através da expressão que se apresenta de seguida.

$$\delta_{c+s} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L \quad (3.156)$$

Em que: α → coeficiente de dilatação térmica;

ΔT → variação de temperatura equivalente;

L → distância entre o centro de rigidez da estrutura, e o ponto onde se encontra o elemento em estudo (pilares e encontros).

Os deslocamentos devido aos efeitos diferidos apresentam-se de seguida.

Tabela 3.108 – Deslocamento longitudinal devido à fluência e retracção

Elemento	α [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]	ΔT_{eq} [$^{\circ}\text{C}$]	L [m]	$\delta_{\text{c+s}}$ [mm]
E1	10^{-5}	60,000	162,309	97,385
P1	10^{-5}	60,000	126,309	75,785
P6	10^{-5}	60,000	98,691	59,215
E2	10^{-5}	60,000	134,691	80,815

Já os deslocamentos devido à variação uniforme de temperatura são determinados com a expressão anterior, mas com uma diferente variação de temperatura ($\Delta T = 15^{\circ}$). Os valores dos deslocamentos devido à variação uniforme de temperatura são apresentados de seguida.

Tabela 3.109 – Deslocamento longitudinal devido à variação uniforme de temperatura

Elemento	α [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]	ΔT_{eq} [$^{\circ}\text{C}$]	L [m]	δ_{VUT} [mm]
E1	10^{-5}	15,000	162,309	$\pm 24,346$
P1	10^{-5}	15,000	126,309	$\pm 18,946$
P6	10^{-5}	15,000	98,691	$\pm 14,804$
E2	10^{-5}	15,000	134,691	$\pm 20,204$

De seguida apresenta-se um esquema que apresenta o sentido dos deslocamentos, antes e depois do centro de rigidez da secção longitudinal do tabuleiro.

Importa realçar que o sinal dos deslocamentos tem a ver com o efeito que estes provocam no tabuleiro, podendo ser de dilatação (+) ou encurtamento (-).

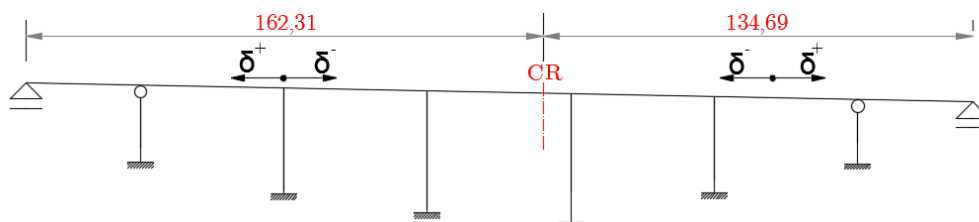


Figura 3.84 – Sentido dos deslocamentos ao longo da secção longitudinal do tabuleiro

3.10.1. Aparelhos de apoio

Importa realçar que, devido às características dos aparelhos de apoio para cada elemento, só é necessário determinar-se os deslocamentos longitudinais para os encontros, pois só aqui os aparelhos permitem deslocamentos.

As forças e os deslocamentos de cálculo são determinados através da combinação rara de acções.

3.10.1.1. Pilares

3.10.1.1.1. Pilares P1

De seguida apresentam-se as solicitações determinantes para o dimensionamento dos aparelhos de apoio no alinhamento de pilares P1.

Tabela 3.110 – Forças actuantes nos aparelhos de apoio no alinhamento de pilares P1

Acção	Força vertical F_z [kN]	Força hor. longitudinal F_x [kN]	Força hor. transversal F_y [kN]
CP	7111,044	0,119	0,000
SC	1299,662	0,338	0,000
Sismo	0,020	-832,027	460,937
VUT	709,464	0,001	0,000
VDT	-157,659	0,000	0,000

➤ **Força vertical de cálculo**

$$\begin{aligned}
 F_{V,Ed} &= \frac{1}{2} \cdot (F_{z,CP} + F_{z,SC} + \psi_1 \cdot F_{z,VUT}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (7111,044 + 1299,662 + 0,5 \times 709,464) = 4382,765 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ **Força horizontal longitudinal de cálculo**

$$\begin{aligned}
 F_{Hl,Ed} &= \frac{1}{2} \cdot (F_{x,CP} + F_{x,E} + \psi_2 \cdot F_{x,VUT}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (0 + 832,027 + 0,3 \times 0) = 416,014 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ **Força horizontal transversal de cálculo**

$$\begin{aligned}
 F_{Ht,Ed} &= \frac{1}{2} \cdot (F_{y,CP} + F_{y,E} + \psi_2 \cdot F_{y,VUT}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (0 + 460,937 + 0,3 \times 0) = 230,469 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3.10.1.1.2. Pilares P6

De seguida apresentam-se as solicitações determinantes para o dimensionamento dos aparelhos de apoio no alinhamento de pilares P6.

Tabela 3.111 - Forças actuantes nos aparelhos de apoio no alinhamento de pilares P6

Acção	Força vertical F_z [kN]	Força hor. longitudinal F_x [kN]	Força hor. transversal F_y [kN]
CP	8115,231	0,206	0,000
SC	1559,595	0,582	0,000
Sismo	0,024	-1435,101	795,036
VUT	851,357	0,002	0,000
VDT	-189,191	0,000	0,000

➤ **Força vertical de cálculo**

$$\begin{aligned}
 F_{V,Ed} &= \frac{1}{2} \cdot (F_{z,CP} + F_{z,SC} + \psi_1 \cdot F_{z,VUT}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (8115,231 + 1559,595 + 0,5 \times 851,357) = 5050,252 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ **Força horizontal longitudinal de cálculo**

$$\begin{aligned}
 F_{Hl,Ed} &= \frac{1}{2} \cdot (F_{x,CP} + F_{x,E} + \psi_2 \cdot F_{x,VUT}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (0 + 1435,101 + 0,3 \times 0) = 717,551 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ **Força horizontal transversal de cálculo**

$$\begin{aligned}
 F_{Ht,Ed} &= \frac{1}{2} \cdot (F_{y,CP} + F_{y,E} + \psi_2 \cdot F_{y,VUT}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (0 + 795,036 + 0,3 \times 0) = 397,518 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3.10.1.2. Encontros

Tal como foi mencionado anteriormente, nos encontros serão instalados aparelhos de apoio que permitem deslocamentos na direcção longitudinal do tabuleiro.

3.10.1.2.1. Encontro E1

De seguida apresentam-se as solicitações determinantes para o dimensionamento dos aparelhos de apoio no encontro E2.

Tabela 3.112 - Forças actuantes nos aparelhos de apoio no encontro E1

Acção	Força vertical F_z [kN]	Força hor. transversal F_y [kN]	Deslocamento longitudinal δ_x [mm]
CP	1545,833	0,000	-0,014
SC	746,097	0,000	-0,040
Sismo	0,849	1077,363	98,563
VUT	631,362	0,000	24,346
VDT	140,303	0,000	0,000

➤ **Força vertical de cálculo**

$$\begin{aligned}
 F_{V,Ed} &= \frac{1}{2} \cdot (F_{z,CP} + F_{z,SC} + \psi_1 \cdot F_{z,VUT}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (1545,833 + 746,097 + 0,5 \times 631,362) = 1303,806 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ **Força horizontal transversal de cálculo**

$$\begin{aligned}
 F_{Ht,Ed} &= \frac{1}{2} \cdot (F_{y,CP} + F_{y,E} + \psi_2 \cdot F_{y,VUT}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (0 + 1077,363 + 0,3 \times 0) = 538,682 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ **Deslocamentos longitudinais**

- Deslocamento máximo negativo:

$$\begin{aligned}
 \delta_{máx}^- &= \delta_{CP} - \delta_{c+s} + \delta_E^- + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT} \\
 &= -0,014 - 97,385 - 98,563 - 0,3 \times 24,346 = -203,267 \text{ mm} \xrightarrow{\text{adapta-se}} -205 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Deslocamento máximo positivo:

$$\begin{aligned}
 \delta_{máx}^+ &= \delta_{CP} + \delta_E^+ + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT} \\
 &= -0,014 + 98,563 + 0,3 \times 24,346 = 105,853 \text{ mm} \xrightarrow{\text{adapta-se}} 110 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Excentricidade no aparelho de apoio:

$$e_{\text{apoi}} = \frac{\delta_{máx}^+ + \delta_{máx}^-}{2} = \frac{110 - 205}{2} = -47,5 \text{ mm}$$

3.10.1.2.2. Encontro E2

De seguida apresentam-se as solicitações determinantes para o dimensionamento dos aparelhos de apoio no encontro E2.

Tabela 3.113 - Forças actuantes nos aparelhos de apoio no encontro E2

Acção	Força vertical F_z [kN]	Força hor. transversal F_y [kN]	Deslocamento longitudinal δ_x [mm]
CP	1546,808	0,000	-0,014
SC	746,111	0,000	-0,040
Sismo	0,849	1148,134	98,563
VUT	631,371	0,000	20,204
VDT	140,305	0,000	0,000

➤ **Força vertical de cálculo**

$$F_{V,Ed} = \frac{1}{2} \cdot (F_{z,CP} + F_{z,SC} + \psi_1 \cdot F_{z,VUT})$$

$$= \frac{1}{2} \times (1546,808 + 746,111 + 0,5 \times 631,371) = 1304,302 \text{ kN}$$

➤ **Força horizontal transversal de cálculo**

$$F_{Ht,Ed} = \frac{1}{2} \cdot (F_{y,CP} + F_{y,E} + \psi_2 \cdot F_{y,VUT})$$

$$= \frac{1}{2} \times (0 + 1148,134 + 0,3 \times 0) = 574,067 \text{ kN}$$

➤ **Deslocamentos longitudinais**

- Deslocamento máximo negativo:

$$\delta_{máx}^- = \delta_{CP} - \delta_{c+s} + \delta_E^- + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT}$$

$$= -0,014 - 80,815 - 98,563 - 0,3 \times 20,204 = -185,453 \text{ mm} \xrightarrow{\text{adapta-se}} -190 \text{ mm}$$

- Deslocamento máximo positivo:

$$\delta_{máx}^+ = \delta_{CP} + \delta_E^+ + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT}$$

$$= -0,014 + 98,563 - 0,3 \times 20,204 = 92,488 \text{ mm} \xrightarrow{\text{adapta-se}} 95 \text{ mm}$$

- Excentricidade no aparelho de apoio:

$$e_{\text{apoi}} = \frac{\delta_{máx}^+ + \delta_{máx}^-}{2} = \frac{95 - 190}{2} = -47,5 \text{ mm}$$

3.10.2. Juntas de dilatação

As juntas de dilatação a instalar entre o tabuleiro e os encontros, deverão permitir absorver os deslocamentos longitudinais actuantes.

No cálculo dos deslocamentos longitudinais actuantes nas juntas de dilatação, apenas se considera metade do deslocamento devido à acção sísmica, isto devido à baixa probabilidade de ocorrência de um sismo durante a vida útil da junta de dilatação.

3.10.2.1. Encontro E1

➤ **Máxima abertura** ($\delta_{máx}^+$)

$$\begin{aligned}\delta_{máx}^+ &= \delta_{CP} + 0,5 \cdot \delta_E^+ + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT} \\ &= -0,014 + 0,5 \times 98,563 + 0,3 \times 24,346 = 56,571 \text{ mm} \xrightarrow{\text{adota-se}} 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

➤ **Máximo fecho** ($\delta_{máx}^-$)

$$\begin{aligned}\delta_{máx}^- &= \delta_{CP} - \delta_{c+s} + 0,5 \cdot \delta_E^- + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT} \\ &= -0,014 - 97,385 - 0,5 \times 98,563 - 0,3 \times 24,346 = -40,786 \text{ mm} \xrightarrow{\text{adota-se}} -45 \text{ mm}\end{aligned}$$

Por forma a evitar choques entre o tabuleiro e o encontro, na eventualidade da ocorrência de um sismo de grande intensidade, o afastamento inicial dos bordos das juntas é determinado de seguida.

$$l_0 = \delta_{c+s} + 1,50 \cdot \delta_E = 97,385 + 1,50 \times 98,563 = 245,230 \text{ mm} \xrightarrow{\text{adota-se}} 250 \text{ mm}$$

3.10.2.2. Encontro E2

➤ **Máxima abertura** ($\delta_{máx}^+$)

$$\begin{aligned}\delta_{máx}^+ &= \delta_{CP} + 0,5 \cdot \delta_E^+ + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT} \\ &= -0,014 + 0,5 \times 98,563 + 0,3 \times 20,204 = 55,329 \text{ mm} \xrightarrow{\text{adota-se}} 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

➤ **Máximo fecho** ($\delta_{máx}^-$)

$$\delta_{máx}^- = \delta_{CP} - \delta_{c+s} + 0,5 \cdot \delta_E^- + \psi_{2,VUT} \cdot \delta_{VUT} = -136,172 \xrightarrow{\text{adota-se}} -140 \text{ mm}$$

4. CONCLUSÕES

Concluído o dimensionamento do viaduto rodoviário em estudo, resta abordar as principais comparações com o Estudo Prévio.

No que diz respeito ao pré-esforço, a intensidade verificou-se ligeiramente superior ao que havia sido pré-dimensionado.

Relativamente aos momentos flectores na direcção longitudinal do viaduto rodoviário em estudo, apenas no que diz respeito aos momentos flectores hiperstáticos devido ao pré-esforço é que se verifica alguma discrepância, relativamente ao que havia sido pré-dimensionado.

Importa realçar que, ao longo do presente Projecto de Execução, foram efectuadas algumas alterações em certos elementos constituintes do viaduto, nomeadamente nas fundações indirectas, em que optou-se por conceber um maciço de estacas ao longo do alinhamento de pilares respectivo. Esta alteração permitiu uma redução do número de estacas do maciço, o que tornou o seu dimensionamento mais eficiente.

Também foi efectuada uma alteração na secção transversal do viaduto rodoviário, efectuando-se um alargamento das secções acima dos pilares, isto com o objectivo de garantir uma correcta distribuição de armaduras nos pilares com ligação monolítica ao tabuleiro do viaduto.

Para finalizar, há que referir que a realização deste Projecto de Execução permitiu ganhar uma maior autonomia no que diz respeito ao dimensionamento de estruturas, nomeadamente na vertente em questão de Pontes e Viadutos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] REBAP. *'Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado'*; Decreto-Lei nº349-c/83, de 30 Julho e Decreto-Lei nº 128-99, de 1 de Abril.
- [2] RSA. *'Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes'*; Decreto-Lei nº235/83, de 31 de Maio.
- [3] NP EN 1992-1-1:2010. *'Eurocódigo 2 - Projecto estruturas de betão'*; Parte 1-1:Regras gerais e regras para edifícios. CEN, Bruxelas, Bélgica, 2010
- [4] NP EN 1997-1-1:2010. *'Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico'*; Parte 1: Regras gerais; CEN, Bruxelas, Bélgica, 2010.
- [5] NP EN 1998-1-1:2010. *'Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos'*; Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos; CEN, Bruxelas, Bélgica, 2010.
- [6] Jacinto, L. *'Folhas da cadeira de Betão Estrutural III'*, disciplina de Betão Estrutural III, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [7] Gorgulho, A. *'Folhas da cadeira de Betão estrutural II'*, disciplina de Betão Estrutural, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- [8] Monteiro, Nuno Manuel Azevedo. *'Dimensionamento de fundações superficiais de acordo com os eurocódigos 2 e 7 - Aplicação a casos de estudo reais'*, Relatório de projecto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto [2009]
- [9] Rocha, José João. *'Projecto de Execução de um viaduto rodoviário em betão armado pré-esforçado'*, Trabalho Final de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa [2015]
- [10] Martins, João Vasco Gomes. *'Projecto de Execução de um viaduto ferroviário em betão armado e pré-esforçado'*, Trabalho Final de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa [2013]
- [11] Caetano, Pedro Duarte de Almeida. *'Projecto de Execução de estruturas e fundações de uma obra de arte corrente em betão armado'*, Trabalho Final de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa [2013]
- [12] Alva, Gerson Moacyr Sisniegas. *'Projeto estrutural de sapatas'*, disciplina de Estruturas de Concreto, Universidade Federal de Santa Maria – Centro de Tecnologia [2007]

➤ Sites consultados:

- <http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/rsa.htm> (Espectros de Resposta em período)

ANEXOS

Listagem dos anexos de cálculo

Anexo A – Perdas instantâneas de pré-esforço.....	1
Anexo B – Perdas diferidas de pré-esforço	17
Anexo C – Valor característico dos esforços longitudinais	33
Anexo D – Estado limite de descompressão (Início da exploração).....	78
Anexo E – Estado limite de descompressão (Longo prazo)	93
Anexo F – Estado limite de abertura de fendas (Início da exploração)	109
Anexo G – Estado limite de largura de fendas (Longo prazo)	125
Anexo H – Estado limite último de flexão do tabuleiro	141
Anexo I – Estado limite último de esforço transverso	143
Anexo J – Diagramas de esforços da secção transversal do tabuleiro	145
Anexo K – Esforços característicos na base dos pilares	153
Anexo L – Esforços de cálculo na base dos pilares	155
Anexo M – Estado limite de derrubamento dos encontros	157
Anexo N – Estado limite de deslizamento dos encontros.....	166
Anexo O – Estado limite de rotura do terreno de fundação dos encontros	175
Anexo P – Centro de rigidez do tabuleiro	180
Anexo Q – Espectros de resposta do RSA.....	182

Listagem das peças desenhadas

Desenho	Designação	Ordem	Nº
TFM – IR – 01	Planta e alçado	1/1	1/23
TFM – IR – 02	Corte longitudinal e planta de fundações	1/1	2/23
TFM – IR – 03	Dimensionamento do tabuleiro	1/1	3/23
TFM – IR – 04	Dimensionamento dos encontros	1/2	4/23
TFM – IR – 05	Dimensionamento dos encontros	2/2	5/23
TFM – IR – 06	Dimensionamento dos pilares e suas fundações	1/3	6/23
TFM – IR – 07	Dimensionamento dos pilares e suas fundações	2/3	7/23
TFM – IR – 08	Dimensionamento dos pilares e suas fundações	3/3	8/23
TFM – IR – 09	Armaduras dos encontros	1/4	9/23
TFM – IR – 10	Armaduras dos encontros	2/4	10/23
TFM – IR – 11	Armaduras dos encontros	3/4	11/23
TFM – IR – 12	Armaduras dos encontros	4/4	12/23
TFM – IR – 13	Armaduras das fundações	1/3	13/23
TFM – IR – 14	Armaduras das fundações	2/3	14/23
TFM – IR – 15	Armaduras das fundações	3/3	15/23
TFM – IR – 16	Armaduras das fundações	4/4	16/23
TFM – IR – 17	Armaduras dos pilares	1/1	17/23
TFM – IR – 18	Armaduras do tabuleiro	1/2	18/23
TFM – IR – 19	Armaduras do tabuleiro	2/2	19/23
TFM – IR – 20	Pré-esforço	1/1	20/23
TFM – IR – 21	Faseamento construtivo	1/2	21/23
TFM – IR – 22	Faseamento construtivo	2/2	22/23
TFM – IR – 23	Pormenores construtivos	1/1	23/23