

**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

Área Departamental de Engenharia Civil



**Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário com  
secção em “ $\pi$ ”**

**GUILHERME JOSÉ BERNARDES GARCIA**

(Licenciado em Engenharia Civil)

**Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre  
em Engenharia Civil – Estruturas**

Orientador:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais: Mestre António Teles de Sousa Gorgulho

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

**Novembro de 2016**



# RESUMO

O presente trabalho que se submete à apreciação, denominado por “Projeto de Execução de um viaduto Rodoviário com secção em “ $\pi$ ”, enquadra-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado do curso de Engenharia Civil - Especialização em Estruturas, com vista à obtenção do grau de Mestre, tendo sido orientado pelo Doutor Luciano Jacinto. O Projeto de Execução foi concebido com base no Estudo Prévio realizado na unidade curricular de Pontes e Viadutos.

O trabalho é composto por peças escritas e peças desenhadas, em que, no primeiro estão abrangidas: memória descritiva e justificativa, cálculos justificativos e anexos de cálculo, enquanto nas peças desenhadas estão incluídos: desenhos de dimensionamento geral, desenhos de betão armado e pormenores.

Entende-se, por intermédio deste trabalho, que é imprescindível a modelação tomando em conta os efeitos das fases construtivas. Fenómenos físicos como a retração e fluência do betão e, a relaxação dos cabos de pré-esforço, são de consideração imperativa, tal como a influência das sobrecargas de serviço, como é o caso das sobrecargas regulamentares que incluem os seus efeitos dinâmicos.

O projeto de execução cumpre a legislação em vigor, respeita os critérios de segurança, é economicamente viável, funcional e oferece garantias de durabilidade. Adquiriu-se e desenvolveu-se competência ao nível de dimensionamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado utilizando o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), tendo-se recorrido também ao Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1), ao Eurocódigo 7 (EN 1997-1) e ao Eurocódigo 8 (EN 1998-5). Teve-se em conta algumas condicionantes, tais como, a topografia do terreno, o traçado da estrada, a zona sísmica, entre outras. A sua conceção enquadra-se nos métodos construtivos mais comuns. Na realização da mesma, aplicaram-se conhecimentos adquiridos no decorrer da formação académica.

A análise estrutural foi modelada e executada através do programa de cálculo automático *SAP2000*. Partindo dos esforços obtidos, procedeu-se às várias verificações de segurança recorrendo ao *Excel*.

As conclusões relativamente às diferenças que advêm da adoção de métodos simplificadores, utilizados no estudo prévio, contra as dos métodos mais rigorosos, usados no projeto de execução, são evidentes. São apontadas, no quarto capítulo, as possíveis comparações entre os dois estudos.

**Palavras-chave:** Projeto de Execução; Viaduto Rodoviário; Betão Armado; Pré-Esforço; Fases Construtivas; Estados Limite; Ação.



# ABSTRACT

The present dissertation “Final Design of a Road Viaduct with ‘ $\pi$ ’” section is contextualized under the Final Work of Civil Engineering Master Degree subject, under Structures area and aims at obtainment the Master Degree under the supervision of Dr. Luciano Jacinto. The Final Design was conceived taking in account a Preliminary Project carried out in Bridges and Viaducts subject.

This work incorporates two different parts: written documents and technical, drawings; in the first case, there are included a descriptive text, supporting calculations and elements such as other calculations. Besides that, in the second case, there are included dimensioning, general drawings, reinforced concrete drawings and details.

Through this work, it is considered that the modeling is crucial, bearing in mind the effects of the stages of construction. Physical development such as concrete's annulment and fluency, and the relief of prestressing cables are to be taken into account, such as the service overloads importance, how is the case of the regulatory burdens which includes its dynamic effects.

The application project fulfills legislation in practice, it respects the safety criteria, it is economically sustainable, functional and offers durability guarantees. It has achieved and developed qualification at a scaling of concrete structures level loaded and prestressed adopting the Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) and Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), having used the Eurocode 2 (EN 1992-1-1), of Eurocode 7 (EN 1997-1) and of Eurocode 8 (EN 1998-5). In spite of having a common conception, the road viaduct is carefully limited and molded considering several factors such as terrain topography, road design and seismic area. In one hand, the conception involved the most common construction methods and, in the other hand, its execution used a specific knowledge achieved during all the academic training.

The structural analysis was modeled and executed by the computer program *SAP2000*. Based on the structural analysis results, it was necessary to proceed to the various security checks using the *Microsoft Excel* program.

The conclusions compared to the changes that come from the simplifying method adoption, used on a preliminary study, against the ones of the most severe methods, that are used on the execution project, are clear. The possible comparisons between the two studies is identified on the fourth chapter.

**Key-words:** Final Design; Road Viaduct; Reinforced Concrete; Prestressed Concrete; Stages of Construction; Limit State; Action.



# AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, um especial agradecimento à minha família e em especial aos meus pais, José e Ana, pelos valores de dedicação e coragem que transmitiram e, principalmente pela compreensão, paciência e sacrifício em todos os momentos, ao longo de todo o percurso académico. Ainda, agradeço ao meu primo João, não só pela ajuda, mas também pelas suas sugestões de trabalho, sempre importantes.

Um agradecimento especial a todos os meus colegas, principalmente ao Rui, Ivo, Ana e Mariana, pela ajuda, amizade e apoio nesta reta final.

Aos docentes do ISEL, seguramente com todos eles aprendi muito. Por vezes exigentes, mas se não formos exigentes connosco próprios, nunca poderemos melhorar.

Por fim quero agradecer ao Engenheiro Luciano Jacinto, pelos seus conhecimentos transmitidos, tendo sido importantes para a execução do projeto. O seu esforço para ajudar, mesmo em alturas em que não era possível, foi sempre grande. Apesar de ter sido num curto espaço de tempo, para mim foi um privilégio poder ter sido aluno e sobretudo orientado pelo Engenheiro.

Um muito obrigado a todos vós.



# ÍNDICE DE TEXTO

<b>RESUMO .....</b>	<b>I</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>III</b>
<b>AGRADECIMENTOS.....</b>	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE TEXTO.....</b>	<b>VII</b>
<b>LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS.....</b>	<b>XI</b>
<b>CAPÍTULO 1</b>	
<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1    ENQUADRAMENTO .....	1
1.2    OBJETIVOS .....	2
1.3    ESTRUTURA DO TRABALHO .....	2
<b>CAPÍTULO 2</b>	
<b>MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA.....</b>	<b>3</b>
2.1    CONDICIONANTES GERAIS.....	3
2.1.1    Localização, rasante e perfis longitudinal e transversal.....	3
2.1.2    Geologia e fundações.....	4
2.1.3    Zona sísmica .....	5
2.2    SOLUÇÃO APRESENTADA.....	5
2.2.1    Considerações gerais .....	5
2.2.2    Tabuleiro .....	7
2.2.3    Pilares .....	7
2.2.4    Encontros.....	7
2.2.5    Fundações .....	7
2.2.6    Pormenores construtivos.....	7
2.2.7    Materiais .....	8
2.3    CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	8
2.3.1    Ações.....	8
2.3.2    Verificação da segurança.....	9

2.4	MODELOS DE CÁLCULO .....	14
2.4.1	Modelo de análise longitudinal .....	14
2.4.2	Modelo de análise transversal .....	14
2.4.3	Modelo de análise sísmica .....	15
2.5	PROCESSO CONSTRUTIVO.....	16

### **CAPÍTULO 3**

## **CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS ..... 19**

3.1	CONDICIONANTES GERAIS.....	19
3.2	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO .....	19
3.3	MATERIAIS .....	21
3.4	AÇÕES.....	21
3.4.1	Dados de dimensionamento .....	21
3.4.2	Ações permanentes .....	22
3.4.3	Ações variáveis .....	23
3.5	PRÉ-ESFORÇO .....	26
3.5.1	Traçado do cabo de pré-esforço .....	26
3.5.2	Pré-dimensionamento do pré-esforço .....	28
3.5.3	Forças e perdas .....	32
3.6	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO .....	43
3.6.1	Influência do faseamento construtivo .....	43
3.6.2	Diagramas de esforços.....	44
3.6.3	Estados limites de utilização.....	50
3.6.4	Estados limites últimos .....	59
3.7	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO .....	67
3.7.1	Ações transversais.....	68
3.7.2	Esforços transversais.....	70
3.7.3	Consolas laterais .....	75
3.7.4	Laje intermédia.....	77
3.7.5	Carlinga .....	79
3.8	PILARES E SUAS FUNDAÇÕES.....	80
3.8.1	Considerações iniciais.....	80
3.8.2	Esforços atuantes .....	80
3.8.3	Verificação da segurança dos pilares.....	85
3.8.4	Verificação da segurança das fundações dos pilares .....	89

3.9	ENCONTROS E SUAS FUNDAÇÕES .....	106
3.9.1	Considerações iniciais.....	106
3.9.2	Ações.....	106
3.9.3	Encontro E1.....	108
3.9.4	Encontro E2.....	130
3.10	APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO .....	130
3.10.1	Considerações iniciais.....	130
3.10.2	Deslocamento longitudinal devido aos efeitos de fluência e retração.....	130
3.10.3	Aparelhos de apoio .....	131
3.10.4	Juntas de dilatação .....	134

## **CAPÍTULO 4**

### **COMPARAÇÃO ENTRE O ESTUDO PRÉVIO E O PROJETO DE EXECUÇÃO.....137**

4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	137
4.2	ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO .....	137
4.3	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL DO TABULEIRO.....	138
4.4	PILARES E SUAS FUNDAÇÕES.....	138
4.5	APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO .....	139

## **CAPÍTULO 5**

### **CONCLUSÕES .....**

**141**

### **BIBLIOGRAFIA .....**

**143**

### **LISTA DE ANEXOS DE CÁLCULO (EM CD).....**

**145**

### **LISTA DE PEÇAS DESENHADAS.....**

**147**



# LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

## Letras maiúsculas latinas

$A$	área;
$A_c$	área da secção transversal de betão;
$A_{Ek}$	valor característico de uma ação sísmica;
$A_j$	coeficiente que leva em conta o coeficiente de fluência efetivo na direção $j$ ;
$A_p$	área de cabos de pré-esforço;
$A_s$	área da secção de uma armadura para betão armado;
$A_{sl}$	área lateral da estaca;
$A_{s,min}$	área da secção mínima de armaduras;
$A_{sw}$	área da secção das armaduras de esforço transversal;
$A'$	área efetiva;
$B$	largura, comprimento, coeficiente;
$B_{mac}$	largura do maciço de encabeçamento;
$B'$	largura efetiva;
$D_c$	profundidade crítica;
$E$	ação 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 ações;
$E_p$	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;
$E_{pk}$	esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;
$E_{qp}$	valor quase-permanente do efeito das ações;
$E_s$	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço da armadura ordinária;
$E_{solo}$	módulo de elasticidade do solo;
$EL_j$	rigidez à flexão nominal segundo o eixo dos $jj$ ;
$F_{cd}$	valor de cálculo da força de compressão axial atuante;
$F_{dst}$	força desestabilizante;
$F_{Ed,H}$	valor de cálculo da força horizontal;
$F_{Ed,V}$	valor de cálculo da força vertical;
$F_k$	valor característico de uma ação;
$F_p$	força de tração no aço das armaduras de pré-esforço;
$F_s$	força de tração nas armaduras ordinárias;
$F_{stb}$	força estabilizante;
$F_t$	força de tração nas armaduras ordinárias;
$G_k$	valor característico de uma ação permanente;
$Hip$	hiperestático;

$I$	impulso;
$I_0$	impulso em repouso;
$I_a$	impulso ativo;
$I_{a,H}$	impulso ativo horizontal;
$I_{a,V}$	impulso ativo vertical;
$I_c$	momento de inércia da secção de betão;
$I_s$	impulso devido à ação sísmica;
$ISO$	isostático;
$K$	rigidez; coeficiente;
$L$	comprimento; largura;
$L_0$	comprimento efetivo ou de encurvadura;
$L_b$	comprimento da biela de betão;
$L_{est}$	comprimento da estaca;
$L_{mac}$	comprimento do maciço de encabeçamento;
$L'$	largura efetiva;
$M$	momento fletor;
$M_0$	momento de primeira ordem;
$M_{0,Ed,i,j}$	momento fletor de primeira ordem na combinação de ações de cálculo segundo o eixo dos $jj$ adicionando as imperfeições geométricas;
$M_{0,Eqp,i,j}$	momento fletor de primeira ordem na combinação de ações quase-permanente segundo o eixo dos $jj$ adicionando as imperfeições geométricas;
$M_{dst}$	momento desestabilizante;
$M_e$	momento que o viaduto teria se fosse construído numa única fase;
$M_{Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante;
$M_{Eqp}$	valor quase-permanente do momento fletor;
$M_{Efreq}$	valor frequente do momento fletor;
$M_{Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente;
$M_{stb}$	momento estabilizante;
$N$	esforço normal;
$N_{B,j}$	carga de encurvadura na direção $j$ baseada na rigidez nominal;
$N_{Ed}$	valor de cálculo do esforço normal (tração ou compressão);
$N_{Ed,est}$	valor de cálculo do esforço normal numa estaca;
$N_{Eqp}$	valor quase permanente do esforço normal atuante;
$N_q$	fator de capacidade resistente relativo ao peso específico do solo acima do plano de fundação; fator de profundidade;
$N_{est,j}$	valor do esforço normal na estaca $j$ ;
$N_\gamma$	fator de capacidade resistente relativo ao peso específico do solo abaixo do plano de fundação;
$P$	pré-esforço;
$P_0$	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;

$P_{\infty}$	valor da força de pré-esforço a longo prazo;
$Q_k$	valor característico de uma ação variável;
$R$	resistência;
$R_{b,cal}$	valor calculado da capacidade resistente de ponta;
$R_{c,k}$	valor característico da capacidade resistente de ponta;
$R_{c,cal}$	valor calculado da resistência total;
$R_{cd}$	valor de cálculo da capacidade resistente total do grupo de estacas;
$R_{ck}$	valor característico da capacidade resistente total;
$R_{cd,ind}$	valor de cálculo da capacidade resistente total de uma estaca;
$R_d$	valor de cálculo de um esforço resistente;
$R_{s,cal}$	valor calculado da resistência lateral;
$R_{s,k}$	valor característico da capacidade resistente lateral;
$T$	temperatura;
$V$	esforço transverso; vertical;
$V_{Ed}$	valor de cálculo do esforço transverso atuante;
$V_{Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso resistente;
$V_{Rd,s}$	valor do esforço transverso associado à cedência de estribos;
$V_{Rd,max}$	valor do esforço transverso associado ao esmagamento das bielas de betão;
$X$	direção longitudinal do viaduto;
$Y$	direção transversal do viaduto.

## Letras minúsculas latinas

$a$	parâmetro da equação de 2 <sup>a</sup> grau do cabo de pré-esforço; distância;
$a_0$	largura;
$b$	largura; base; comprimento;
$br$	braço;
$b_t$	largura média da zona tracionada;
$b_w$	largura da alma de uma secção; largura da base de uma secção quadrada;
cal	calculado;
cons	consola;
$d$	altura útil;
$e$	excentricidade;
$e_{i,j}$	excentricidade na direção do eixo dos $jj$ devido às imperfeições geométricas;
enc	encontro;
esp	espessura;
$ex$	excentricidade;
$f$	flecha;
$f_{cd}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

$f_{ck}$	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
$f_{cm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;
$f_{ctk}$	valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples;
$f_{ctm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
$f_p$	tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço;
$f_{p0,1k}$	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % à tração do aço das armaduras de pré-esforço;
$f_{puk}$	valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço;
$f_{syd}$	valor de calculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras ordinárias;
$f_{syk}$	valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras ordinárias;
$h$	altura;
$h_0$	espessura equivalente de uma secção;
$h_{est}$	altura da estaca;
$h_{alma}$	altura da alma do tabuleiro;
$h_{mac}$	altura do maciço de encabeçamento;
$i$	ângulo que o solo suportado faz com a horizontal;
$i_j$	raio de giração de uma secção segundo o eixo dos $jj$ ;
$i_q$	fator de inclinação de carga relativo ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;
$i_\gamma$	fator de inclinação de carga relativo ao peso volúmico do solo abaixo do plano de fundação;
$ind$	individual;
$inf$	inferior;
$int$	interno;
$k$	coeficiente; fator; desvio angular unitário;
$m$	fator; massa;
$m_{ev}$	número de elementos verticais que contribuem para o efeito total;
max	máximo;
med	médio;
min	mínimo;
$n$	número;
$n_{est}$	número de estacas por maciço de encabeçamento;
$n_N$	esforço normal reduzido;
nec	necessário;
$q_0$	tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;
$q_b$	tensão resistente de ponta;
$q_{rd}$	valor de cálculo da capacidade resistente do solo;

$q_s$	tensão resistente lateral;
$r_{m,j}$	razão de momentos segundo o eixo dos $jj$ ;
$s_q$	fator de geometria da sapata, em planta, relativo ao peso volúmico do solo acima do plano de fundação;
sup	superior;
$s_\gamma$	fator de geometria da sapata, em planta, relativo ao peso volúmico do solo abaixo do plano de fundação;
$s_{SC}$	sobrecarga distribuída no terrapleno;
rec	recobrimento;
$t$	tempo; coeficiente para o cálculo do momento fletor numa estaca;
$t_0$	idade do betão, em dias, no momento 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;
$u$	perímetro da secção transversal de betão;
$v$	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;
$w$	módulo de flexão;
$x$	coordenada; direção longitudinal do viaduto;
$y$	coordenada; direção transversal do viaduto;
$z$	profundidade; braço das forças interiores.

## Letras gregas

$\alpha$	coeficiente; ângulo;
$\alpha_c$	coeficiente que tem em conta o estado de tensão na secção;
$\beta$	ângulo; relação; coeficiente;
$\gamma_{cE}$	coeficiente parcial relativo ao módulo de elasticidade do betão;
$\gamma_d$	valor de cálculo do peso específico;
$\gamma_{d,BA}$	valor de cálculo do peso específico do betão armado;
$\gamma_G$	coeficiente parcial relativo às ações permanentes G;
$\gamma_P$	coeficiente parcial relativo às ações associadas com o pré-esforço;
$\gamma_Q$	coeficiente parcial relativo às ações variáveis Q;
$\gamma_G$	coeficiente parcial relativo às ações permanentes G;
$\gamma_\phi$	coeficiente parcial de segurança relativo ao ângulo de atrito interno;
$\Delta T$	variação de temperatura equivalente;
$\Delta\sigma_{pt,c}$	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 retração do betão;
$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido aos efeitos diferidos (retração, fluência e relaxação);
$\delta$	valor de deslocamento; ângulo;
$\delta_{c+r}$	valor do deslocamento devido aos efeitos diferidos de fluência e retração;
$\delta_d$	valor de cálculo do ângulo de atrito no contacto solo-estaca;
$\delta_r$	valor da reentrada das cunhas;
$\delta_d'$	valor de cálculo do ângulo de atrito muro-solo do tardoz;
$\zeta$	coeficiente de amortecimento;
$\zeta_3$	coeficiente de correlação para valores médios de capacidade resistente calculado em estacas moldadas;
$\zeta_4$	coeficiente de correlação para valores mínimos de capacidade resistente calculado em estacas moldadas;
$\varepsilon_c$	extensão do betão à compressão;
$\varepsilon_{cc}$	extensão total de fluência;
$\varepsilon_{cs}$	extensão total de retração;
$\varepsilon_p$	extensão dos cabos de pré-esforço;
$\varepsilon_s$	extensão das armaduras ordinárias;
$\lambda$	alcance das perdas por reentrada das cunhas; coeficiente de esbelteza;
$\lambda_{lim,j}$	esbelteza limite na direção j;
$\mu$	coeficiente; coeficiente de atrito;
$\eta$	coeficiente de redução sísmica;
$\eta_g$	fator do efeito de grupo de estacas;
$\nu$	coeficiente de Poisson; coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
$\rho$	fator de relaxação;
$\rho_s$	taxa geométrica de armaduras;
$\rho_{1000}$	valor da perda por relaxação (em %), 1000 h após a aplicação do pré-esforço e uma temperatura média de 20°C;
$\sigma$	tensão;
$\sigma_c$	tensão de compressão no betão;
$\sigma_{c,a+rc}$	tensão de compressão do betão após as perdas por atrito e por reentrada das cunhas;
$\sigma_{inf}$	tensão aplicada na fibra inferior de uma secção;
$\sigma_p$	tensão no aço de pré-esforço;
$\sigma_{p0}$	valor da tensão de pré-esforço inicial;
$\sigma_{p0,a}$	valor da tensão de pré-esforço após as perdas por atrito;
$\sigma_{p0,a+rc}$	valor da tensão de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas;
$\sigma_{p0'}$	tensão de esticamento dos cabos de pré-esforço;

$\sigma_{p\infty}$	valor da tensão de pré-esforço a longo prazo;
$\sigma_{\text{sup}}$	tensão aplicada na fibra superior de uma secção;
$\sigma'_{V,\text{max}}$	valor de cálculo da tensão efetiva vertical máxima;
$\sigma'_{V,\text{med}}$	valor de cálculo da tensão efetiva vertical média;
$\sigma'_{V,\text{max}}$	valor de cálculo da tensão efetiva vertical máxima;
$\theta$	coeficiente; inclinação; ângulo;
$\theta_0$	valor básico;
$\varnothing$	diâmetro de um varão ou da bainha de pré-esforço;
$\varnothing_{\text{adot}}$	diâmetro adotado;
$\varnothing_b$	diâmetro exterior da bainha do cabo de pré-esforço;
$\phi'$	ângulo de atrito interno do solo;
$\phi'_d$	valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo;
$\varphi$	coeficiente; ângulo;
$\varphi(t, t_0)$	coeficiente de fluência do betão entre as idades $t$ e $t_0$ em relação à deformação elástica aos 28 dias;
$\psi$	coeficiente de redução; ângulo; coeficiente;
$\tau_1$	tensão 1 do quadro VI do REBAP;
$\omega$	taxa mecânica de armadura;

## Siglas

<i>CG</i>	centro de gravidade;
<i>CP</i>	cargas permanentes;
<i>CR</i>	centro de rigidez;
<i>EC</i>	eurocódigo;
<i>ELU</i>	estado limite último;
<i>ELUlt</i>	estado limite de utilização;
<i>EN</i>	norma europeia;
<i>EQU</i>	estado limite último de equilíbrio;
<i>PE</i>	pré-esforço;
<i>PP</i>	peso próprio;
<i>RCP</i>	restantes cargas permanentes;
<i>SC</i>	sobrecarga;
<i>VDT</i>	variação diferencial de temperatura;
<i>VUT</i>	variação uniforme de temperatura;
<i>VT</i>	veículo tipo.



# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 ENQUADRAMENTO

O presente trabalho refere-se ao “Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário com secção em "π””.

Os viadutos são realizados para alguns fins, nem todos direccionados para fins rodoviários. No sentido normal, no entanto, o seu fim é permitir a passagem com comodidade e segurança, quando se está perante um ou mais obstáculos. Este trabalho foi realizado tendo predominantemente em consideração estes aspetos.

Na escolha das soluções a adotar, foram considerados todos os condicionalismos existentes, tais como o traçado, as características geológico-geotécnicas conhecidas do terreno de fundação, as ações passíveis de atuar nas estruturas, as propriedades dos materiais utilizados e os processos construtivos que venham a ser adotados.

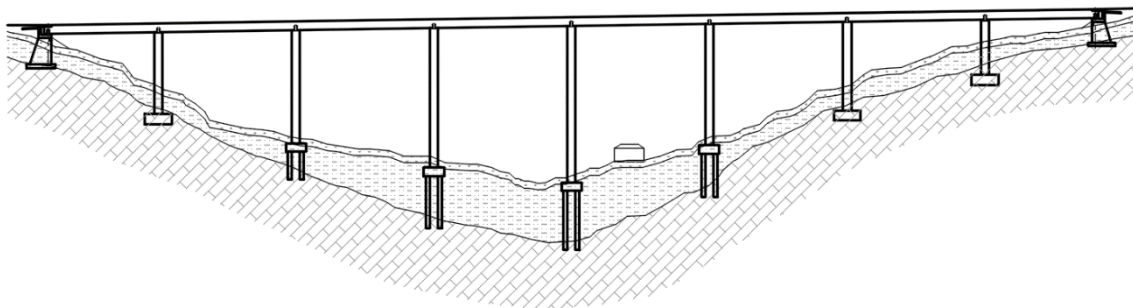


Figura 1.1 - Corte longitudinal do viaduto

## **1.2 OBJETIVOS**

A realização deste projeto teve como principal objetivo o aprofundamento dos conceitos apreendidos tanto na Licenciatura como principalmente ao longo do Mestrado, ao nível do dimensionamento de obras de arte, em contexto real de trabalho e seguindo as metodologias utilizadas e testadas ao longo dos anos.

O objetivo do presente projeto consiste no dimensionamento de um viaduto rodoviário em betão armado pré-esforçado ao nível de Projeto de Execução, dando continuidade ao Estudo Prévio efetuado na unidade curricular de Pontes e Viadutos.

O projeto em si terá que verificar a segurança recomendada ao nível da regulamentação em vigor, cumprindo todos os níveis de fiabilidade, funcionalidade e durabilidade exigidos.

Com a realização do viaduto será possível ultrapassar com comodidade o vale existente.

## **1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO**

O presente documento está desenvolvido em cinco capítulos principais, o primeiro dos quais é a presente introdução.

No capítulo seguinte apresenta-se a solução estrutural adotada para a conceção da obra de arte, as ações e combinações de dimensionamento, os materiais a empregar, os critérios aplicados para a verificação da segurança. Seguidamente descrevem-se as metodologias de cálculo seguidas e o processo construtivo a aplicar.

O terceiro capítulo é, essencialmente, dedicado ao dimensionamento estrutural do viaduto. Contém todos os cálculos justificativos, iniciando pela descrição das propriedades geométricas do tabuleiro, materiais, ações a que a estrutura está submetida, sucedendo o estudo do pré-esforço. Seguidamente a estas descrições, efetua-se o dimensionamento do tabuleiro, dos pilares e encontros com as suas fundações, aparelhos de apoio e juntas de dilatação. A segurança da estrutura foi analisada respeitando a regulamentação e verificada para os estados limites últimos e estados limites de serviço.

No quarto capítulo apresentam-se as possíveis comparações entre o Estudo Prévio e o Projeto de Execução.

No quinto capítulo estão descritas as conclusões, referentes ao presente documento.

Por fim, ainda, apresentam-se os anexos dos cálculos justificativos e as peças desenhadas.

## CAPÍTULO 2

# MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

### 2.1 CONDICIONANTES GERAIS

O presente viaduto conta com várias condicionantes, algumas das quais geotécnicas e a existência de obstáculos físicos, este último refere-se a uma habitação existente no local.

Considerou-se o viaduto como pertencendo à classe I e localizada em ambiente moderadamente agressivo.

#### 2.1.1 Localização, rasante e perfis longitudinal e transversal

O viaduto rodoviário situa-se na zona sísmica A, segundo o RSA, referido em 2.1.3 na região sul de Portugal continental.

A obra de arte ficará localizada entre os kms 0+916,475 e 1+228,075 do traçado o qual neste troço se desenvolve em planta segundo um alinhamento reto e em termos de perfil longitudinal se desenvolve num tranel ascendente com a inclinação de 1,5% (ver Figura 2.1 e Figura 2.2).

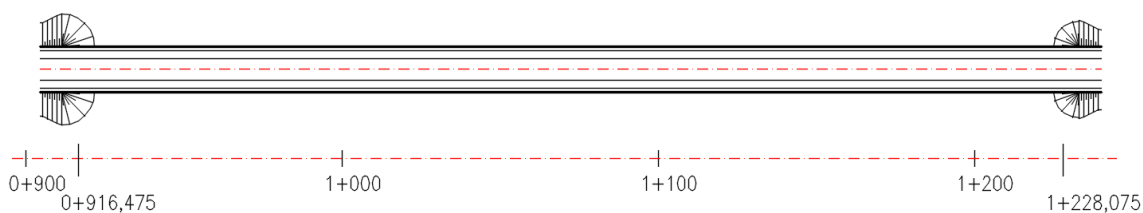


Figura 2.1 - Planta do viaduto

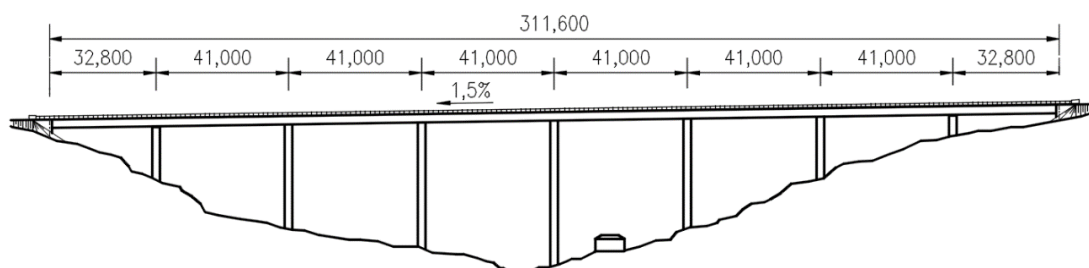


Figura 2.2 - Perfil longitudinal do viaduto

Relativamente ao perfil transversal, prevê-se uma plataforma com uma via em cada sentido com 3,50 metros de largura, 2,50 metros de berma e ainda 1,10 metros de passeio, o que corresponde a uma largura da plataforma de 14,20 metros. Este, ainda é composto por uma inclinação transversal de 2,5%. O perfil transversal tipo do viaduto é representado do seguinte modo (ver Figura 2.3).

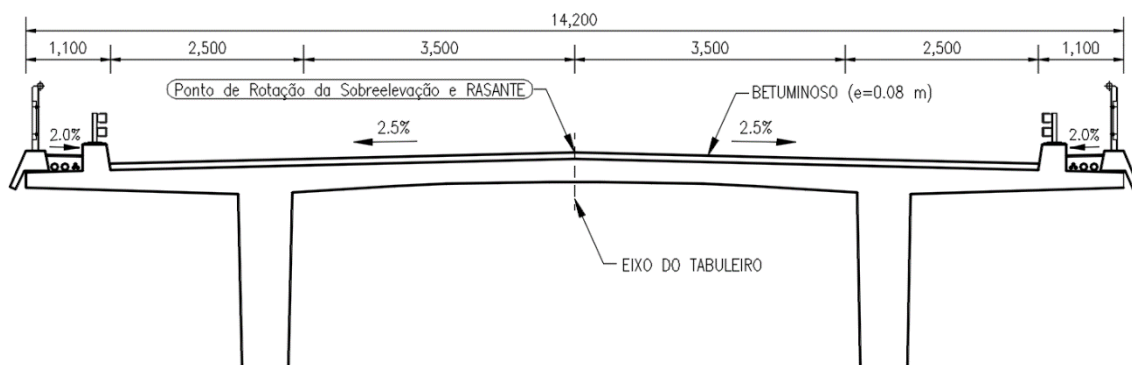


Figura 2.3 - Perfil transversal tipo do viaduto

### 2.1.2 Geologia e fundações

De acordo com os dados geotécnicos fornecidos, constata-se a existência de três estratos. O primeiro é composto por terra vegetal de cobertura, o segundo por siltes e saibros muito alterados e o último por granitos pouco alterados a sãos. No ensaio realizado aos solos, nomeadamente o ensaio SPT, verificou-se que para o primeiro estrato o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) é inferior a 20 pancadas, o segundo está compreendido entre 20 e 40 pancadas, já a terceira camada apresenta um valor superior a 60 pancadas. Assim prevê-se que as fundações dos encontros e dos pilares extremos sejam diretas com sapatas diretamente apoiadas sobre o granito, ao contrário dos restantes pilares, que fundam sobre estacas (ver Figura 2.4).

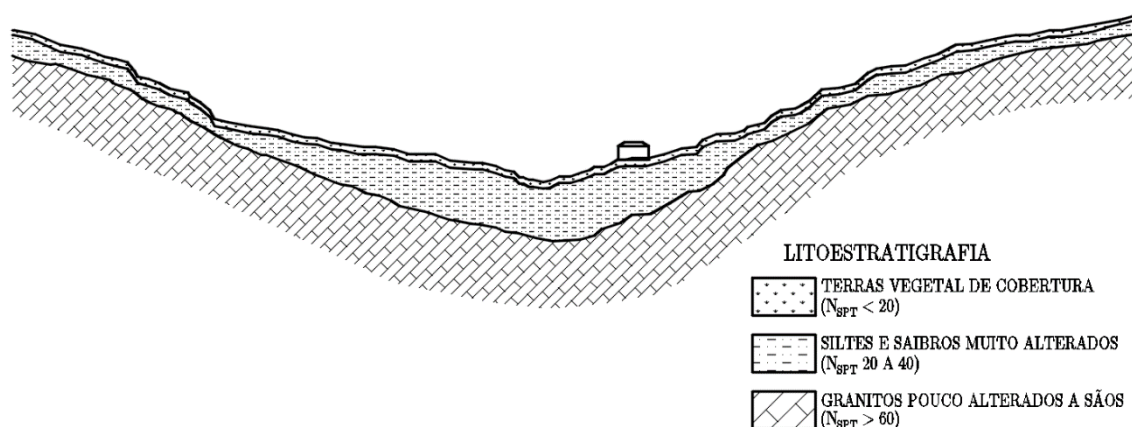


Figura 2.4 - Perfil geológico do local

### 2.1.3 Zona sísmica

Atendendo à localização geográfica do projeto, e segundo o RSA, o viaduto localiza-se na zona sísmica A. Deste modo, o estudo da ação sísmica é realizada de acordo com os espectros de resposta do mesmo regulamento para ações do tipo 1 e 2 num terreno tipo II. Os espectros de resposta encontram-se disponíveis no Anexo T.

## 2.2 SOLUÇÃO APRESENTADA

### 2.2.1 Considerações gerais

Preconizou-se, de uma forma geral, a adoção de uma solução estrutural simples que tivesse em conta os condicionamentos impostos pelo traçado, garantindo os benefícios em termos construtivos e económicos.

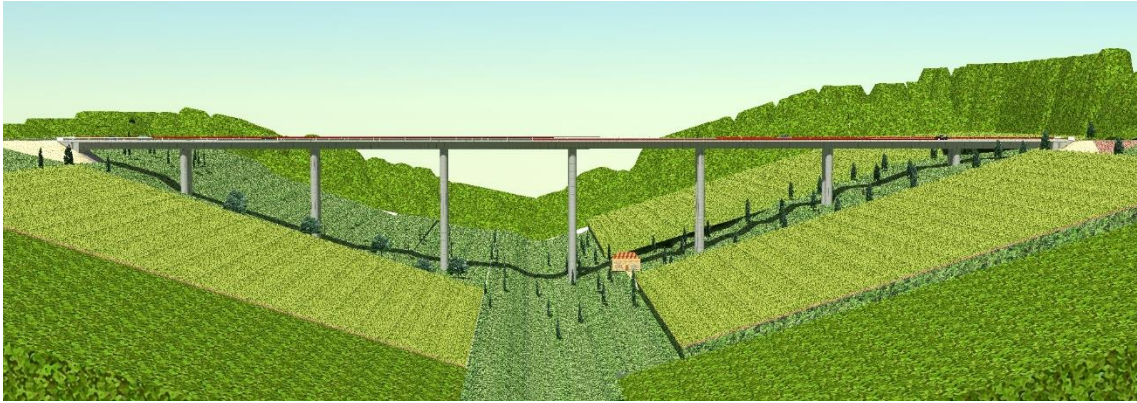
A extensão do viaduto foi definida de forma a limitar a altura dos encontros, definindo-se uma altura a rondar os 5,00 metros, evitando deste modo, grandes saias de aterro.

O viaduto é formado por um único tabuleiro, apoiado em sete alinhamentos de pilares, cada um com dois pilares e, em dois encontros. O número de alinhamentos de pilares pretendeu assegurar vãos livres praticáveis para este tipo de construção, e ainda, afastar-se o máximo possível do obstáculo físico apresentado, no caso, uma habitação. Os encontros são do tipo perdido, contribuindo para uma boa integração do viaduto em virtude do seu baixo impacto visual.

As quatro figuras seguintes mostram diferentes perspetivas da solução proposta.



**Figura 2.5** - Perspetiva número 1 do viaduto



**Figura 2.6 - Perspetiva número 2 do viaduto**



**Figura 2.7 - Perspetiva número 3 do viaduto**



**Figura 2.8 - Perspetiva número 4 do viaduto**

### **2.2.2 Tabuleiro**

O tabuleiro adotado, toma a forma de um “ $\pi$ ”, em que é formado por uma laje com duas almas longitudinais e carlingas apenas sobre os pilares e encontros. É uma solução económica, mas, possui uma fraca resistência a momentos negativos, o que, limita a adoção de vãos livres máximos de 50,00 metros. Ainda é de referir, o aumento da largura das almas na zona dos apoios para melhoria deste aspeto.

No presente caso, adotaram-se vãos correntes de 41,00 metros e vãos extremos de 32,80 metros (ver Figura 2.2).

O tabuleiro dispõe de dispositivos necessários para uma boa drenagem, garantindo a segurança dos seus utilizadores.

### **2.2.3 Pilares**

Os pilares possuem uma secção circular maciça com 2,40 metros de diâmetro. Cada par de pilares encontram-se afastados entre eixos de 6,10 metros.

A ligação dos pilares ao tabuleiro é realizada de formas diferenciadas. No caso dos pilares extremos, ou seja, P1 e P7, estes surgem com uma ligação rotulada. Já os restantes dispõem de ligações monolíticas.

### **2.2.4 Encontros**

Os dois encontros previstos são do tipo perdido.

Ambos apresentam soluções iguais, variando apenas na sua altura. São compostos por um espelho, uma viga de estribo, dois gigantes, duas sapatas e muros de avenida.

A respeito das dimensões de cada elemento estrutural, estas encontram-se descritas nos cálculos justificativos.

### **2.2.5 Fundações**

Em termos de fundações, os encontros e os pilares P1, P6 e P7 encontram-se sobre fundações diretas, ou seja, sobre sapatas. No entanto para os restantes pilares, houve a necessidade de recorrer a fundações sobre estacas, dado a profundidade a que se encontrava o extrato com capacidade resistente.

### **2.2.6 Pormenores construtivos**

Nos passeios, o seu enchimento é concretizado com betão de regularização, não vibrado. Esse enchimento é limitado pela viga de bordadura e pelo lancil de apoio da guarda de segurança. Integrados em cada passeio, estão previstos cinco tubos de polietileno, dois com 90 milímetros e três com 40 milímetros de diâmetro, os quais se destinam à eventual passagem de cabos de serviço.

O revestimento dos passeios é composto por uma betonilha esquadrelada com 2 centímetros de espessura, com uma inclinação para o interior de 2%.

Montado sobre a viga de bordadura, encontram-se os guarda-corpos. Elementos constituídos por um corrimão de aço sustentado por montantes de aço. Todos os elementos metálicos serão metalizados e pintados, de preferência com uma cor clara, garantindo deste modo, uma boa proteção contra a corrosão.

Quanto ao pavimento da via, terá um revestimento betuminoso com 8 centímetros de espessura, em que se incluem uma camada de desgaste de 4 centímetros.

O tabuleiro está dotado de todos os dispositivos de drenagem necessários para uma correta drenagem da via, visando a conservação da obra de arte e a segurança da circulação rodoviária. Toda a água coletada será encaminhada para o exterior da obra por intermédio de tubos de polietileno com 90 milímetros de diâmetro, dois por tramo a um quarto de vão.

Todas as superfícies em contacto com o terreno serão pintadas com emulsão betuminosa.

## 2.2.7 Materiais

De acordo com a NP EN206-1, as especificações dos betões a utilizar na obra de arte são:

- Regularização: NP EN 206-1:C16/20•X0(P)•D<sub>max</sub>25•S3;
- Enchimento: NP EN 206-1:C16/20•XC2(P)•C10,40•D<sub>max</sub>25•S3;
- Encontros:
  - Fundações: NP EN 206-1:C30/37•XC2(P)•C10,40•D<sub>max</sub>25•S3;
  - Elevações: NP EN 206-1:C30/37•XC4(P)•C10,40•D<sub>max</sub>25•S3;
  - Lajes de Transição: NP EN 206-1:C30/37•XC2(P)•C10,40•D<sub>max</sub>25•S3;
- Pilares:
  - Fundações: NP EN 206-1:C35/45•XC2(P)•C10,40•D<sub>max</sub>25•S3;
  - Elevações: NP EN 206-1:C35/45•XC4(P)•C10,40•D<sub>max</sub>25•S3;
- Tabuleiro: NP EN 206-1:C35/45•XC4(P)•C10,20•D<sub>max</sub>25•S3.

As armaduras passivas serão de aço A500 NR e as de pré-esforço serão de aço Y1860 S7.

Os recobrimentos nominais a adotar são de 7 centímetros para as superfícies em contacto com terras e de 4 centímetros para as restantes superfícies.

## 2.3 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

### 2.3.1 Ações

As ações consideradas na verificação de segurança estrutural foram o peso próprio de estrutura, a restante carga permanente, o pré-esforço, a retração e a fluência, como ações permanentes. Como ações variáveis foram tidas em conta a sobrecarga rodoviária (uniforme e linear), a sobrecarga pedonal, o veículo tipo, a variação uniforme de temperatura, a variação diferencial de temperatura e a ação dos sismos.

## 2.3.2 Verificação da segurança

Na verificação da segurança, foram tidas em consideração várias normas.

Para as ações, combinações e critérios a considerar na segurança do viaduto, seguiu-se o proposto no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e no Eurocódigo 0 (EN 1990).

Para o seu dimensionamento e cálculo estrutural consultaram-se o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e os Eurocódigos 2 (EN 1992-1-1), o 7 (EN 1997-1) e o 8 (EN 1998-5).

A verificação do tabuleiro respeitou os casos mais desfavoráveis contemplados para os Estados Limites de Utilização (ELUtil) e para os Estados Limites Últimos (ELU).

No caso do dimensionamento dos pilares, consideraram-se o estado limite último de flexão composta com efeitos de segunda ordem e o estado limite último de esforço transversal.

Na verificação da segurança dos encontros utilizaram-se o estado limite de perda de equilíbrio (EQU), o estado limite de rotura do terreno (GEO) e o de rotura estrutural (STR).

### 2.3.2.1 Estados Limites de Utilização

Consideraram-se os seguintes estados limites de utilização:

- Estado Limite de Fendilhação:
  - Estado Limite de Descompressão;
  - Estado Limite de Largura de Fendas.
- Estado Limite de Deformação.

Na análise ao estado limite de descompressão, aplica-se a combinação quase-permanente de ações.

Quanto ao estado limite de largura de fendas e de deformação, emprega-se a combinação frequente de ações, o que, usualmente não costuma ser relevante numa obra pré-esforçada.

#### I. Combinação quase-permanente

$$E_{qp} = \sum_{j=1}^m G_{j,k} + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{i,k} \quad (2.1)$$

Em que:

$G_{j,k}$  - Esforço resultante da uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$P$  - Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

$Q_{i,k}$  - Esforço resultante de uma ação variável, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{2,i}$  - Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ), correspondente à ação variável de ordem  $i$ .

#### II. Combinação frequente

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

Em que:

$G_{j,k}$  - Esforço resultante da uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$P$  - Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

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

$Q_{i,k}$  - Esforço resultante de uma ação variável, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{1,1}$  - Coeficiente de redução ( $\psi_1$ ) da ação variável base;

$\psi_{2,i}$  - Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ), correspondente à ação variável de ordem  $i$ .

### 2.3.2.2 Estados Limites Últimos

Segundo o REBAP e o EC0, a segurança ao estado limite último é garantido pela seguinte expressão:

$$E_d \leq R_d \quad (2.3)$$

Em que:

$E_d$  - Valor de cálculo do esforço atuante;

$R_d$  - Valor de cálculo do esforço resistente.

No que respeita ao projeto em estudo, realiza-se um estudo analogamente aos estados limites últimos contemplando as seguintes verificações:

#### I. Flexão

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (2.4)$$

Em que:

$M_{Ed}$  - Valor de cálculo do momento atuante;

$M_{Rd}$  - Valor de cálculo do momento resistente.

#### II. Esforço transversal

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

Em que:

$V_{Ed}$  - Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd}$  - Valor de cálculo do esforço transversal resistente.

#### III. Combinações efetuadas

Com base no RSA, a combinação de ações utilizada para a verificação da segurança aos estados limites últimos, tanto de flexão como de esforço transversal, foi a combinação fundamental de ações.

$$E_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{G,j} \cdot G_{j,k} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{1,k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{i,k} \quad (2.6)$$

Em que:

$G_{j,k}$  - Esforço resultante da uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$P$  - Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

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

$Q_{i,k}$  - Esforço resultante de uma ação variável, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{G,j}$  - Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

$\gamma_P$  - Coeficiente de segurança relativo às ações do pré-esforço;

$\gamma_{Q,1}, \gamma_{Q,i}$  - Coeficientes de segurança relativo às ações variáveis;

$\psi_{0,i}$  - Coeficiente de redução ( $\psi_0$ ), correspondente à ação variável de ordem i.

Para além desta combinação, para a análise dos pilares, encontros e respetivas fundações, houve a necessidade de considerar a combinação sísmica, descrita da seguinte forma.

$$E_d = \sum_{j=1}^m G_{j,k} + P + \gamma_Q \cdot A_{Ek} + \sum_{i=2}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{i,k} \quad (2.7)$$

Em que:

$G_{j,k}$  - Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$P$  - Esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

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

$Q_{i,k}$  - Esforço resultante de uma ação variável, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_Q$  - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

$\psi_{2,i}$  - Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ), correspondente à ação variável de ordem i.

### 2.3.2.3 Coeficientes parciais de segurança

Os valores numéricos para os coeficientes parciais de segurança, permitem proporcionar um nível de fiabilidade aceitável. Consistem em majorar as ações e minorar as propriedades dos materiais.

#### I. Dimensionamento estrutural (STR)

No dimensionamento estrutural, para as ações, utilizaram-se os coeficientes parciais de segurança referidos na Tabela 2.1.

**Tabela 2.1** - Coeficientes parciais de segurança das ações para o dimensionamento estrutural

Ações		Símbolo	Efeito Desfavorável	Efeito Favorável
Permanententes	PP	$\gamma_G$	1,35	1,00
	RCP	$\gamma_G$	1,50	
	PE	$\gamma_P$	1,20	
Variáveis		$\gamma_Q$	1,50	0,00

## II. Dimensionamento geotécnico (EQU e GEO)

No dimensionamento geotécnico, empregaram-se os coeficientes parciais de segurança das ações referidos na Tabela 2.2.

**Tabela 2.2** - Coeficientes parciais de segurança das ações

Ação		Símbolo	EQU	GEO	
			A <sub>EQU</sub>	A1	A2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,10	1,35	1,00
	Favorável		0,90	1,00	1,00
Variável (exceto o sismo)	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00	0,00
Sismo	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50	1,50	1,50
	Favorável		0,00	0,00	0,00

Os coeficientes parciais de segurança para as propriedades dos materiais, são os indicados na Tabela 2.3.

**Tabela 2.3** - Coeficientes parciais de segurança das propriedades dos materiais

Propriedades dos materiais	Símbolo	Geral		Sismo	
		M1	M2	M <sub>E,EQU</sub>	M <sub>E,GEO</sub>
Ângulo de atrito	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,10
Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00

Por fim, os coeficientes de segurança para as capacidades resistentes em estacas moldadas, estão mencionados na Tabela 2.4.

**Tabela 2.4** - Coeficientes de segurança para as capacidades resistentes em estacas moldadas

Resistência	Símbolo	R1	R4
Na ponta	$\gamma_b$	1,25	1,60
Lateral (compressão)	$\gamma_s$	1,00	1,30
Total/combinada (compressão)	$\gamma_t$	1,15	1,50

De acordo com o EC7, quando se trata de uma combinação cuja ação variável base não é a ação sísmica, aplicam-se as seguintes combinações de coeficientes para a abordagem de cálculo 1, conforme a Tabela 2.5.

**Tabela 2.5** - Combinações de coeficientes para a abordagem de cálculo 1 para as ações variáveis, exceto o sismo

Estado limite último		Combinação	
EQU		$A_{EQU} "+" M2 "+" R1$	
GEO	Geral	1	$A1 "+" M1 "+" R1$
		2	$A2 "+" M2 "+" R1$
	Estacas	1	$A1 "+" M1 "+" R1$
		2	$A2 "+" M1 "+" R4$

No caso em que a ação variável base é a ação sísmica, segundo o EC8, os coeficientes parciais de segurança relacionam-se de acordo com a Tabela 2.6.

**Tabela 2.6** - Combinações de coeficientes para a abordagem de cálculo 1 para a ação sísmica

Estado limite último	Combinação
EQU	$A "+" M_{E,EQU} "+" R1$
GEO	$A "+" M_{E,GEO} "+" R1$

Quando se tem a ação sísmica como ação variável base, os coeficientes parciais de segurança da resistência do solo a utilizar são tipo R1 e não do tipo R4, pois trata-se de uma ação de muito curta duração.

### 2.3.2.4 Coeficientes de redução

Apresentam-se na Tabela 2.7 os respetivos coeficientes de redução aplicáveis às várias ações variáveis.

**Tabela 2.7** - Valores dos coeficientes de redução

Ação variável	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
VUT	0,6	0,5	0,3
VDT	0,6	0,5	0,3
Sismo	0,0	0,0	0,0
SC	0,6	0,4	0,2
			0,0 (AVB: Sismo)

## 2.4 MODELOS DE CÁLCULO

Por forma a realizar uma análise do viaduto e a aquisição dos valores característicos dos esforços atuantes na estrutura, efetuaram-se três modelos de cálculo, com o auxílio do programa de cálculo automático, nomeadamente *SAP2000*. Os três modelos de cálculo abrangem a análise longitudinal, a análise transversal e a análise sísmica.

Com a obtenção dos valores característicos dos esforços atuantes, com os três modelos de cálculo, determinaram-se os valores de cálculo dos esforços através das combinações de ações, com o auxílio do *Excel*.

Com o *Excel*, também se tornou possível determinar os esforços resistentes, dependendo da análise em questão, por forma a proceder à verificação da segurança estrutural.

### 2.4.1 Modelo de análise longitudinal

É um modelo, como o nome refere, que simula o comportamento longitudinal do viaduto em 2 dimensões, cujo tabuleiro de secção em  $\pi$  ( $\pi$ ) é modelado numa única viga, composto por um apoio fixo no encontro E1 e nos pilares, assim como, no encontro E2 apoios móveis, por forma a efetuar o dimensionamento longitudinal do tabuleiro.

Como se pode visualizar na Figura 2.9, existem três cores distintas, cada uma delas contém características diferentes, que serão mais à frente descritas.



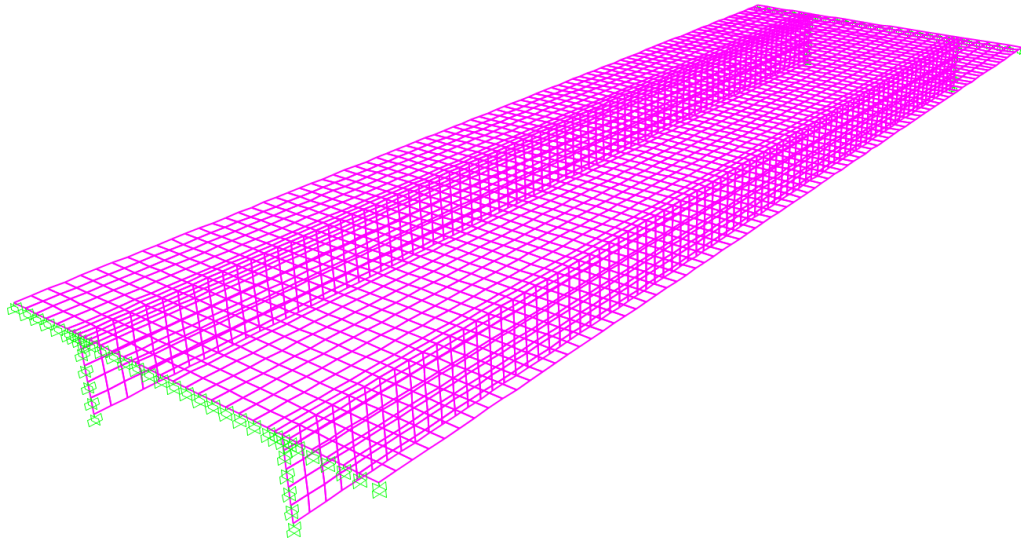
Figura 2.9 - Modelo de análise longitudinal do tabuleiro

Este modelo será solicitado com vários carregamentos, tais como o peso próprio do tabuleiro, as cargas equivalentes ao pré-esforço, as restantes cargas permanentes, as sobrecargas longitudinais e a variação diferencial de temperatura.

### 2.4.2 Modelo de análise transversal

Modelo em 3 dimensões, simulando a secção corrente em “ $\pi$ ”, apresentado na Figura 2.10, é composto por malhas de elementos finitos de 0,50x0,50m, em que cada elemento finito corresponde a um elemento de área onde é dada a sua respetiva espessura, visto que todo o tabuleiro tem espessura variável.

Tabuleiro com um comprimento do vão corrente de 41,00 metros, todo ele encastrado nas duas extremidades, dado que os seus deslocamentos verticais são pequenos e que existe uma simetria aproximada dos valores dos momentos longitudinais nas secções do tabuleiro no topo dos pilares, de modo a alcançar os esforços, por forma a permitir o dimensionamento transversal do tabuleiro.

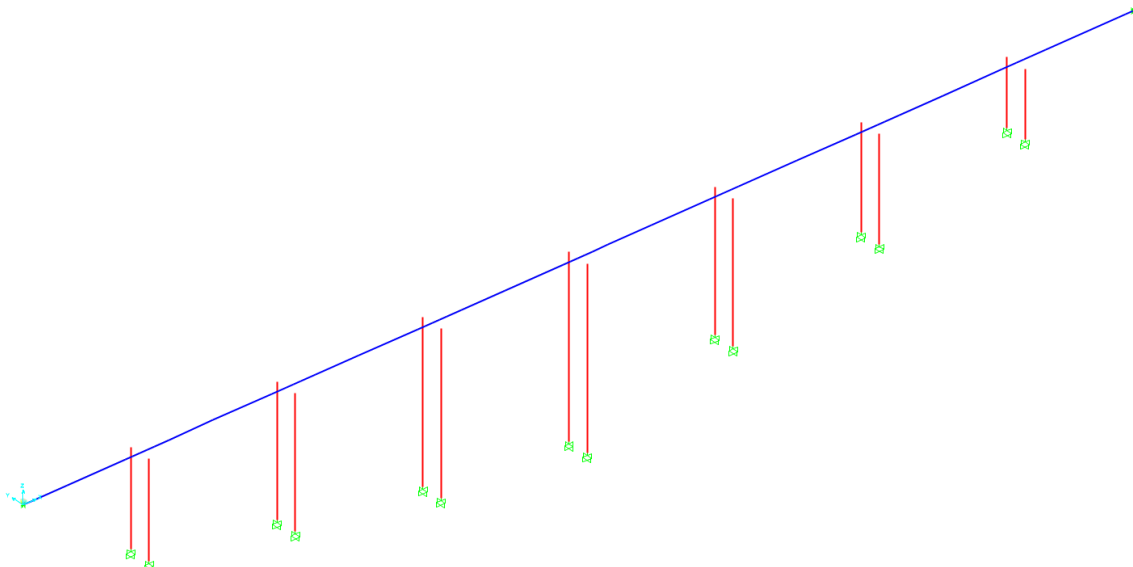


**Figura 2.10** - Modelo de análise transversal do tabuleiro

Este modelo será sujeito aos carregamentos, devido ao peso próprio do tabuleiro, às restantes cargas permanentes, às sobrecargas nos passeios e ao veículo tipo. Este último posicionado em vários locais, descritos mais à frente.

### 2.4.3 Modelo de análise sísmica

Trata-se de um modelo tridimensional (ver Figura 2.11), com o intuito de dimensionar os pilares, encontros, fundações, aparelhos de apoio e juntas de dilatação.



**Figura 2.11** - Modelo de análise sísmica

Os pilares e o tabuleiro foram modelados como elementos de barra. A ligação entre o tabuleiro e os pilares é realizada através da opção *constraints*, que simula o tipo de ligação que se pretende para cada alinhamento de pilares. Os pilares foram encastrados na base e os encontros restringidos a alguns movimentos, consoante o tipo de apoio a considerar.

No modelo, para além dos carregamentos aplicados na análise longitudinal, foram aplicados dois espectros de resposta fornecidos por forma a simular a ação do sismo.

## 2.5 PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo adotado para o presente projeto caracteriza-se pela betonagem “*in situ*” do tabuleiro, pelo método de construção tramo a tramo, com juntas de betonagem a quintos de vão. Será necessário o uso de cimbra móvel e cimbra ao solo.

O viaduto é composto por dois encontros (E1 e E2), sete alinhamentos de pilares, em que cada alinhamento tem dois pilares e, um único tabuleiro. Dispõem de oito tramos, no qual o primeiro tramo inicia no encontro E1 e termina a um quinto do segundo vão, do segundo ao sétimo tramo, estes começam a um quinto de vão em questão e terminam novamente a um quinto de vão seguinte.

O processo construtivo geral do viaduto reflete cinco fases.

Numa primeira fase define-se a implantação da obra. De seguida dá-se início aos trabalhos de desmatação e decapagem do terreno com aproximadamente trinta centímetros de profundidade numa área definida. Após a preparação do terreno, procede-se à abertura das fundações dos pilares e dos encontros. Logo de imediato betona-se o fundo das fundações com betão de regularização. Seguidamente, promove-se o corte, a dobragem e a aplicação das armaduras necessárias. Onde seja preciso, faz-se a colocação de cofragem e efetua-se a betonagem das mesmas. Realiza-se em primeiro lugar as fundações dos dois encontros e, logo após a sua conclusão, continua-se em simultâneo a executar as fundações dos pilares, no sentido do encontro E1 para o E2 e, a armação, cofragem e betonagem quase total dos encontros, apenas deixando para realizar mais tarde, devido à necessidade de realizar os trabalhos de pré-esforço, a concretização dos espelhos dos encontros. À medida que se vai terminando as fundações, iniciam-se de imediato os trabalhos para a realização dos pilares. Logo após a descofragem dos encontros e dos pilares P1 e P7, faz-se a montagem dos aparelhos de apoio nos mesmos.

Na segunda fase, dá-se início à preparação dos trabalhos para a realização do tabuleiro do viaduto. Deste modo, promove-se a colocação do cimbra móvel, onde se realiza a cofragem do primeiro tramo, até um quinto do segundo vão. Consecutivamente executa-se o corte, dobragem e aplicação das armaduras passivas e coloca-se com algum rigor as bainhas para a passagem dos cabos de pré-esforço. Posteriormente, realiza-se a betonagem da mesma. Assim que possível, faz-se a passagem dos cabos de pré-esforço e executa-se o esticamento dos cabos. Após a conclusão dos trabalhos no primeiro tramo, avança-se o cimbra móvel para o segundo tramo, realizando os mesmos trabalhos. Entretanto, termina-se o espelho do encontro E1 e a realização dos restantes pilares.

Numa terceira fase executa-se o segundo tramo do tabuleiro, com o mesmo processo realizado no primeiro tramo. Repete-se este procedimento até ao sexto tramo.

Na fase quatro dos trabalhos, ou seja, após a conclusão do sexto tramo, desinstala-se o cimbra móvel e monta-se o cimbra ao solo para a realização do sétimo e oitavo tramos. É de salientar que o oitavo tramo termina no encontro E2 e, assim que terminem os trabalhos, faz-se a desmontagem do cimbra ao solo. Logo que seja possível, procede-se à realização do espelho do encontro E2.

Por fim, executam-se todos os trabalhos de acabamentos, montagem de todos os equipamentos e das restantes cargas permanentes; nomeadamente o lancil, a viga de bordadura, o preenchimento dos passeios, as guardas de segurança, os guarda-corpos, os dispositivos de drenagem e o pavimento da via.



# CAPÍTULO 3

## CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

### 3.1 CONDICIONANTES GERAIS

A verificação da segurança do viaduto acompanha os princípios mencionados na regulamentação utilizada, nomeadamente as normas portuguesas como o RSA e o REBAP e, ainda as normas europeias tais como o EC2, EC7 e EC8.

Com base nas normas e na análise aos modelos de cálculo, apresentam-se de seguida todos cálculos justificativos realizados.

### 3.2 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO

Geometricamente o tabuleiro exhibe transversalmente uma secção em pi ( $\pi$ ). A secção é constituída por duas vigas longitudinais, mais propriamente duas almas, por um banzo superior e ainda por um elemento estrutural denominado por carlinga, localizado apenas nas secções de apoio, ou seja, nos locais onde estão dispostos os pilares e os encontros. Com o intuito de simplificar a variação da largura das almas, entre a secção corrente e a secção de apoio, geraram-se três secções S1, S2 e S3, por forma a realizar a modelação no *SAP2000*.

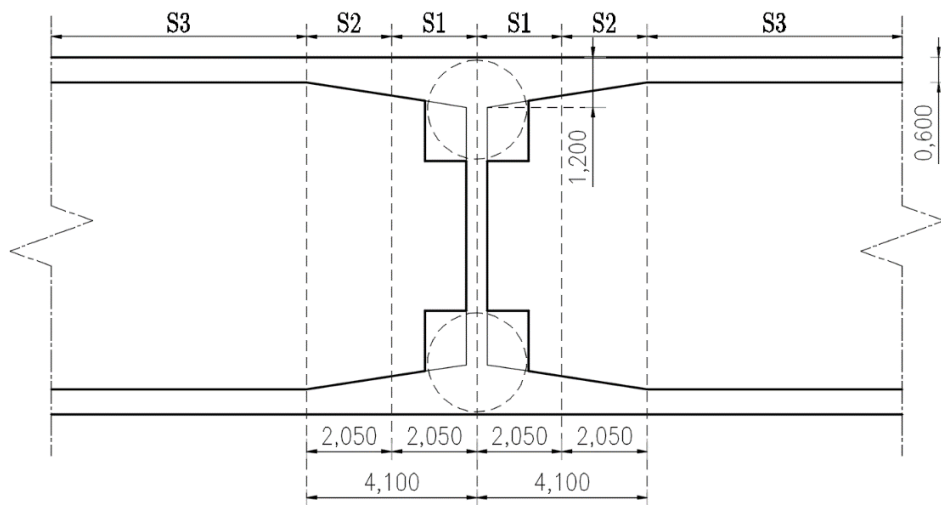
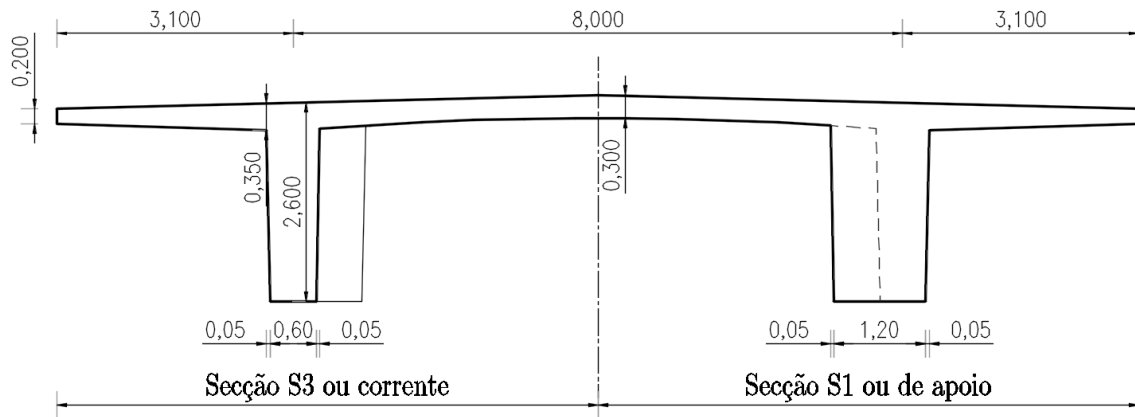


Figura 3.1 - Corte longitudinal esquemático da variação da secção da alma e denominações das secções

Longitudinalmente, as secções S1 e S2 têm um comprimento de 2,05 metros respetivamente e a secção S3 contém o restante comprimento em que o tabuleiro possui, transversalmente, a secção corrente (ver Figura 3.1).

Transversalmente, a largura das almas, na face inferior, varia entre a secção S3 com 0,60 metros e a S1 na zona de apoio com 1,20 metros de largura, variando linearmente apenas nas faces interiores das almas (ver Figura 3.2).



**Figura 3.2** - Corte transversal esquemático da variação da secção da alma e nomações das secções

O modelo de cálculo, referido na Figura 2.9 ilustrada no capítulo anterior, é composto por três cores diferentes, contendo as características geométricas correspondentes às três secções consignadas.

É de referir, no entanto, que o efeito da carlinga foi desprezado para efeitos de cálculo.

Na seguinte Tabela 3.1 apresentam-se as propriedades geométricas de cada secção considerada, particularmente nas secções S1 e S2 os valores foram considerados a meio, ou seja, considerou-se a largura média da alma das respetivas secções.

**Tabela 3.1** - Propriedades geométricas da secção transversal do tabuleiro

Propriedades	Secção		
	S1	S2	S3 ou corrente
Área [m <sup>2</sup> ]	9,310	7,852	7,128
Inércia [m <sup>4</sup> ]	6,208	4,953	4,230
Perímetro [m]	37,682	37,639	37,616
$v_{inf}$ [m]	1,926		
$v_{sup}$ [m]	0,674		

É de referir que as secções S1 e S2 são apenas utilizadas no modelo de cálculo, no *software SAP2000*, e ainda que os valores de  $v_{inf}$  e de  $v_{sup}$ , de uma forma simplificada adotaram-se todos iguais ao determinado para a secção S3.

### 3.3 MATERIAIS

Mediante o tipo de elemento, estrutural ou não estrutural, apresentam-se de seguida as classes de betão a utilizar bem como as suas respetivas propriedades (ver Tabela 3.2).

**Tabela 3.2** - Propriedades dos materiais

Betão	Classe de betão	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{ctk}$ [MPa]	$E_{cm}$ [GPa]	$\epsilon_c$ [%]
<b>Regularização</b>	C16/20	16,000	10,667	24,000	1,900	1,300	29,000	3,500
<b>Encontros e fundações</b>	C30/37	30,000	20,000	38,000	2,900	2,000	33,000	3,500
<b>Pilares e tabuleiro</b>	C35/45	35,000	23,333	43,000	3,200	2,200	34,000	3,500

Em termos de armaduras, existe a conveniência de empregar dois tipos de armaduras, as passivas e ativas. As próximas duas tabelas expõem as várias propriedades de cada armadura respetivamente.

**Tabela 3.3** - Propriedades das armaduras ordinárias

Aço	Classe de aço	$f_{syk}$ [MPa]	$f_{syd}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]	$\epsilon_{syd}$ [%]
<b>Armaduras ordinárias</b>	A500 NR	500,00	434,783	200,00	2,174

**Tabela 3.4** - Propriedades do aço de pré-esforço

Aço	Classe de aço	$f_{puk}$ [MPa]	$f_{pyk}$ [MPa]	$f_{pyd}$ [MPa]	$E_p$ [GPa]	$\epsilon_{pyd}$ [%]
<b>Aço de pré-esforço</b>	Y1860 S7	1860,00	1670,00	1400,00	195,00	7,20

É importante referenciar que as armaduras ativas só serão aplicadas no tabuleiro do viaduto.

### 3.4 AÇÕES

Por forma a efetuar as várias verificações aos estados limites de utilização e últimos, para as respetivas elementos condicionantes, seguiu-se a regulamentação indicada anteriormente.

#### 3.4.1 Dados de dimensionamento

Dados importantes a reter na utilização do RSA, com vista à determinação e escolha dos valores das ações que atuam sobre a estrutura que darão origem à classe da ponte, que neste caso em concreto classifica-se na classe I. No que se refere ao estudo da ação sísmica, a zona sísmica da localização da construção do viaduto é do tipo A.

### 3.4.2 Ações permanentes

As ações permanentes, como o nome indica, são ações que estão permanentemente presentes na estrutura, em que os seus valores apresentam baixa variabilidade ao longo da vida útil da estrutura e de fácil obtenção.

No estudo em questão foram quatro as cargas permanentes consideradas na estrutura. Sendo estas denominadas por peso próprio (PP), restante carga permanente (RCP), pré-esforço (PE) e efeitos diferidos; nomeadamente a fluência, a retração e a relaxação.

#### I. Peso Próprio da Estrutura (PP)

Apresenta-se na Tabela 3.5 os valores do peso próprio considerados em cada secção elucidadas anteriormente, considerando como peso específico do betão armado 25,00 kN/m<sup>3</sup>.

Tabela 3.5 - Peso próprio do tabuleiro em cada secção

Ação	Secção		
	S1	S2	S3 ou corrente
PP [kN/m]	232,747	196,288	178,199

#### II. Restantes Cargas Permanentes (RCP)

Estes carregamentos fazem parte das restantes cargas que estão presentes na estrutura, mais concretamente, pertencendo a elementos não estruturais.

A Figura 3.3 ilustra todos os elementos não estruturais que pertencem a este carregamento, com a sua localização, nomenclatura e respetivas áreas. Notou-se que tanto o guarda-corpos como a guarda de segurança não têm áreas associadas; pois estes elementos para efeito de cálculo, resumem-se cada um, a uma carga linear no valor de 1,00 kN/m.

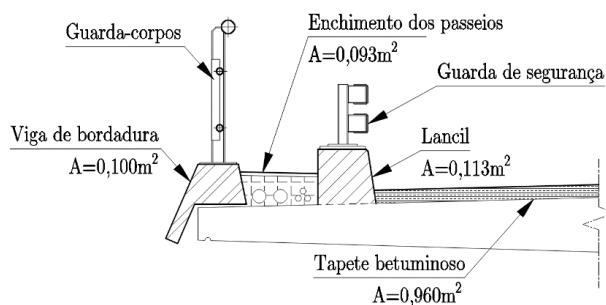


Figura 3.3 – Pormenor da localização e nomenclaturas das restantes cargas permanentes

Relativamente ao valor da área do tapete betuminoso, este provem da multiplicação da espessura de 0,08 metros com a largura da faixa de rodagem de 12,00 metros.

Na Tabela 3.6 apresentam-se os cálculos para a determinação da ação total das restantes cargas permanentes.

**Tabela 3.6** - Restantes cargas permanentes

Elemento		Peso específico [kN/m <sup>3</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> ]	Carga [kN/m]
Passeio	Viga de bordadura	25,000	0,100	2,500
	Guarda-corpos	-	-	1,000
	Enchimento dos passeios	24,000	0,093	2,232
	Lancil	25,000	0,113	2,825
	Guarda de segurança	-	-	1,000
Tapete betuminoso		24,000	0,960	23,040
<b>Total (RCP)</b>				<b>42,150</b>

### III. Pré-esforço (PE)

Devido ao pré-esforço, calcularam-se as cargas equivalentes à respetiva ação. O cálculo deste carregamento encontra-se detalhadamente realizado mais à frente.

### IV. Efeitos diferidos

Os efeitos diferidos são necessários para a determinação do pré-esforço a tempo infinito. São eles, nomeadamente, a fluência e a retração do betão e, a relaxação dos aços. O cálculo respeita os requisitos mencionados no EC2, tendo sido realizado considerando uma temperatura constante no valor de 20°C, ao longo da sua vida útil.

### 3.4.3 Ações variáveis

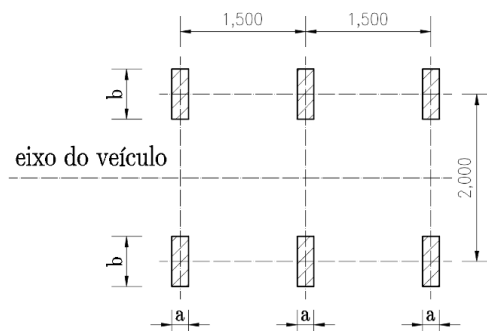
As ações variáveis, são ações que não ocorrem permanentemente, ou seja, são carregamentos a que a estrutura pode vir a ser sujeita, ou por vezes pode nem sequer ser submetida, durante toda a sua vida útil.

Na análise em questão foram consideradas como ações variáveis na estrutura, um número de sete; nomeadamente designadas por veículo tipo (VT), sobrecarga uniforme (SCU), sobrecarga linear (SCL), sobrecarga concentrada (SCC), variação diferencial de temperatura (VDT), variação uniforme de temperatura (VUT) e sismo (E).

#### I. Veículo tipo (VT)

O veículo tipo considerado, no presente projeto, foi o que está indicado no Artigo 41.º do RSA para pontes rodoviárias da classe I, demonstrado na Figura 3.4.

O carregamento  $Q$  significa a carga transmitida por cada eixo e as dimensões  $a$  e  $b$  exprimem as superfícies de contacto das rodas.



**Figura 3.4** - Veículo tipo

A Tabela 3.7 mostra os valores referidos para a classe I.

**Tabela 3.7** - Valor da carga e dimensões das rodas do veículo tipo

Classe I	Q [kN]	a [m]	b [m]
	200,000	0,200	0,600

## II. Sobrecarga Uniforme (SCU)

Na análise na direção longitudinal, este carregamento é considerado como uma carga distribuída de igual valor, disposta ao longo de toda a largura da secção transversal do tabuleiro, tanto na faixa de rodagem, como nos passeios, tomando o valor de  $4,00 \text{ kN/m}^2$ . Como o modelo de cálculo utilizado no programa de cálculo automático *SAP2000*, restringe o tabuleiro a uma viga, houve a necessidade de transformar o carregamento por área em uma carga linear. Então procedeu-se à multiplicação desse valor pela largura da secção transversal, ou seja,

$$SCU = 4,00 \times 14,20 = 56,80 \text{ kN} / m$$

Já no estudo na direção transversal, este carregamento resumiu-se simplesmente a um carregamento no valor de  $3,00 \text{ kN/m}^2$ , aplicado apenas sobre os passeios.

## III. Sobrecarga Linear (SCL)

Este carregamento aplica-se apenas na análise na direção longitudinal, muitas das vezes denominado por efeito de “faca”; por tratar-se de uma carga linear aplicada transversalmente, que vale  $50 \text{ kN/m}$ , sobre a largura da faixa de rodagem. Mais uma vez, devido ao modelo de cálculo utilizado, este por se desenvolver longitudinalmente, transformou-se num outro tipo de carregamento, tornando-se numa carga pontual, ou seja,

$$SCL = 50,00 \times 12,00 = 600,00 \text{ kN}$$

Este carregamento foi aplicado pontualmente com o afastamento de 1,64 metros em todo o tabuleiro, mais concretamente ao longo dos 311,600 metros de comprimento.

## IV. Sobrecarga Concentrada no passeio (SCC)

Trata-se de uma carga concentrada aplicada na extremidade da consola, para o estudo do tabuleiro transversalmente, no valor de  $20,00 \text{ kN}$ .

## V. Variação Diferencial de Temperatura (VDT)

A variação diferencial de temperatura foi aplicada para dois gradientes térmicos positivo e negativo, correspondendo ao aquecimento durante o dia e ao arrefecimento durante a noite, respetivamente. Foi definido como temperatura positiva  $10^\circ \text{C}$  e  $-5^\circ \text{C}$  como temperatura negativa. O cálculo do gradiente térmico é calculado a partir da divisão entre o valor da temperatura ( $VDT^\pm$ ) e a altura da alma ( $h_{alma}$ ).

O gradiente positivo da temperatura é dado por:

$$\frac{VDT^+}{h_{alma}} = \frac{10}{2,60} = 3,846^\circ \text{C} / m$$

O gradiente negativo da temperatura é dado por:

$$\frac{VDT^-}{h_{atma}} = \frac{-5}{2,60} = -1,923^\circ C / m$$

## **VI. Variação Uniforme de Temperatura (VUT)**

Conforme o Artigo 18.º do RSA, que diz que, em estruturas de betão armado e pré-esforçado não protegidas constituídas por elementos de pequena espessura, o valor a utilizar é de  $\pm 15^\circ C$ .

## **VII. Sismo (E)**

A ação sísmica sobre o viaduto foi quantificada através de uma análise modal tendo-se utilizado dois espectros de resposta indicado no RSA, tipo 1 e 2 num terreno tipo II. Considerando zona sísmica A, corresponde a um coeficiente de sismicidade de  $\alpha=1$ .

Segundo o RSA, a ação sísmica ocorre separadamente em cada direção. Desta forma, cada elemento foi dimensionado de acordo com o caso mais desfavorável.

No presente viaduto, a energia conduzida pela ação sísmica é predominantemente consumida por deformação dos pilares. De acordo com Artigo 33.º do REBAP, considerando tratar-se de uma estrutura com ductilidade normal, resulta um coeficiente de comportamento sísmico igual a dois ( $\eta=2$ ). Assim, os esforços devido a esta ação são divididos pelo presente coeficiente, excetuando os valores dos deslocamentos.

Em ambas as análises efetuadas foram considerados 10 modos de vibração. Na Tabela 3.8 indicam-se as frequências obtidas, assim como, os fatores de participação para os primeiros cinco modos.

**Tabela 3.8** - Frequências de vibração e fatores de participação de massa

Modo	Frequência [Hz]	Fator de Participação de Massa [%]	
		Longitudinal	Transversal
1	0,747	99,789	0,000
2	0,818	0,000	-94,993
3	2,429	0,000	-3,342
4	3,667	0,000	-21,037
5	3,685	-0,020	0,000

Observa-se que para o primeiro modo de vibração, o viaduto oscila só na direção longitudinal. Nos modos 2, 3 e 4 oscila segundo a direção transversal.

## 3.5 PRÉ-ESFORÇO

Primeiramente definiu-se o pré-esforço, equilibrando 95% das cargas permanentes, nomeadamente o peso próprio e as restantes cargas permanentes, por forma a obter uma área de pré-esforço inicial e, conseqüentemente proceder à respetiva verificação, que no caso trata-se da verificação ao estado limite de descompressão.

Definido nos materiais, o aço dos cabos de pré-esforço pertencem à classe Y1860 S7.

### 3.5.1 Traçado do cabo de pré-esforço

Relativamente ao traçado dos cabos, optou-se por um traçado parabólico, de modo a que exista um recobrimento mínimo igual ao diâmetro da bainha. Juntamente, procurou-se para simplificação de cálculos, garantir que nos pontos de inflexão do traçado, o valor da tangente à esquerda seja igual ao valor da tangente à direita.

Visto tratar-se de um traçado parabólico, no caso de segundo grau, este é definido pela expressão:

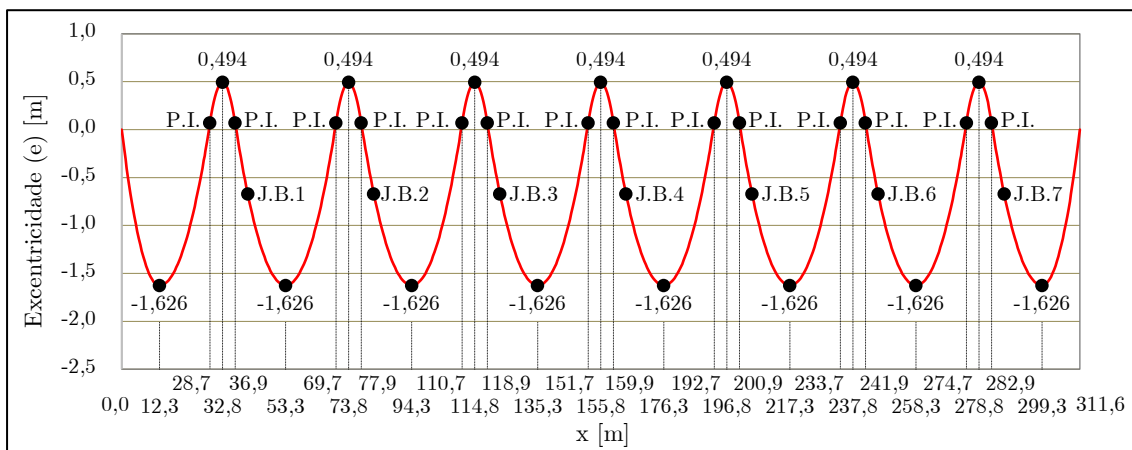
$$y = ax^2 + bx + c \quad (3.1)$$

Deste modo, os pontos mais altos e mais baixos do traçado, encontram-se localizados respetivamente, nos pilares e a meio vão. Contudo, tanto no início, como no fim do traçado, ou seja, nos encontros, o cabo começa e termina precisamente à altura do centro de gravidade do tabuleiro.

Como a construção do tabuleiro é feita tramo a tramo, a aplicação dos cabos é feita à medida da construção. Inicialmente, a betonagem é realizada desde o encontro E1 até a um quinto do vão seguinte, numa extensão de 41,00 metros. Seguidamente, inicia-se a realização dos tramos seguintes a um quinto do vão, terminando novamente a um quinto do próximo vão, numa extensão novamente de 41,00 metros. No último tramo, a execução é feita da mesma forma, mas com uma extensão inferior, mais concretamente de 24,60 metros, terminando no encontro E2. A tensão de esticamento dos cabos é executada na secção final de cada tramo, localizando-se nas juntas de betonagem e no final da construção, no encontro E2.

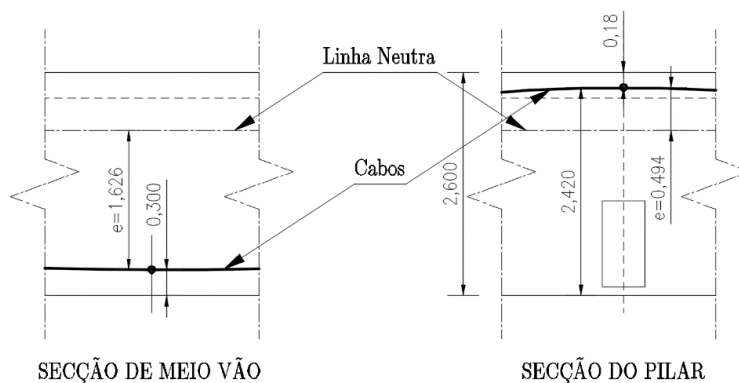
No traçado e para efeitos de cálculo, os valores da excentricidade foram definidos como positivos todos aqueles que se encontrarem localizados acima da linha neutra e, como negativos, os localizados abaixo da linha neutra

A Figura 3.5 ilustra melhor o andamento dos cabos de pré-esforço, com os respetivos pontos importantes, nomeadamente os pontos mais altos e baixos dos cabos, os pontos de inflexão (P.I.) e as juntas de betonagem (J.B.).



**Figura 3.5** - Traçado dos cabos de pré-esforço

Relativamente ao recobrimento, considerou-se uma distância para a secção de meio vão de 0,30 metros e 0,18 metros para a secção do pilar, conforme mostra a Figura 3.6.



**Figura 3.6** - Pormenor do traçado na secção do meio vão e do pilar

Em relação aos pontos de inflexão (P.I.), estes localizam-se sempre à esquerda e à direita de cada pilar, afastado 4,10 metros e com uma excentricidade positiva de 0,07 metros.

Relativamente às juntas de betonagem (J.B.1,...,J.B.7), a sua localização e coordenadas, encontra-se apresentada na Tabela 3.9.

**Tabela 3.9** – Coordenadas de cabo de pré-esforço nas juntas de betonagem

Coordenadas do cabo de pré-esforço	Juntas de Betonagem						
	J.B.1	J.B.2	J.B.3	J.B.4	J.B.5	J.B.6	J.B.7
X [m]	41,00	82,00	123,00	164,00	205,00	246,00	287,00
Excentricidade (e) [m]	-0,672	-0,672	-0,672	-0,672	-0,672	-0,672	-0,672

### 3.5.2 Pré-dimensionamento do pré-esforço

Para a realização da modelação no programa *SAP2000*, determinaram-se, a partir do traçado, as denominadas cargas equivalentes à ação do pré-esforço.

Utilizou-se o critério anteriormente referido, que consiste na seguinte expressão:

$$q_{eq} = 0,95 \cdot CP \quad (3.2)$$

Em que, as cargas permanentes ( $CP$ ) correspondem a  $CP=PP+RCP$ .

A carga equivalente é dada pela seguinte expressão:

$$q_{eq} = \frac{2f \cdot P}{L^2} \quad (3.3)$$

Igualando as expressões (3.2) e (3.3), é possível determinar a força nos cabos ( $P$ ) da seguinte forma:

$$\begin{aligned} 0,95 \cdot CP &= \frac{2f \cdot P}{L^2} \Leftrightarrow P = \frac{0,95 \cdot CP \cdot L^2}{2f} \Leftrightarrow P = \frac{0,95 \times (178,199 + 42,15) \times 16,40^2}{2 \times 1,696} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow P = 16598,412kN \end{aligned}$$

Admitindo uma tensão infinita,  $\sigma_{\infty}=1000MPa$ , determina-se a área de armadura de pré-esforço necessária da seguinte maneira:

$$A_p = \frac{P}{\sigma_{\infty}} = \frac{16598,412}{1000 \times 10^{-1}} = 165,984cm^2$$

Utilizando 4 cabos, a área por cabo vale  $41,496cm^2/cabo$ . Para determinar o número de cordões, procedeu-se a um cálculo utilizando o diâmetro, de 15,70 milímetros ( $A=1,50cm^2$ ), chegando à conclusão que são necessários utilizar 31 cordões, terminando com uma armadura de pré-esforço de  $4 \times 31\varnothing 15,7$ .

A armadura de pré-esforço determinada, corresponde a uma área de pré-esforço de  $A_p=186cm^2$ , então o pré-esforço a tempo infinito vale,

$$P_{\infty} = \sigma_{\infty} \cdot A_p = 1000 \times 10^{-1} \times 186 = 18600kN$$

#### I. Cargas distribuídas equivalentes

As duas figuras seguintes demonstram em pormenor as três parábolas que existem no traçado. A Figura 3.7 faz referência ao primeiro e último vão, com 32,80 metros, ilustrando três tipos de parábola.

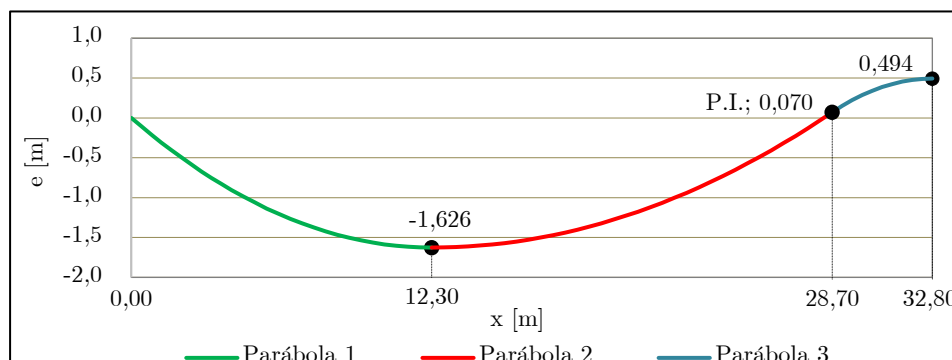
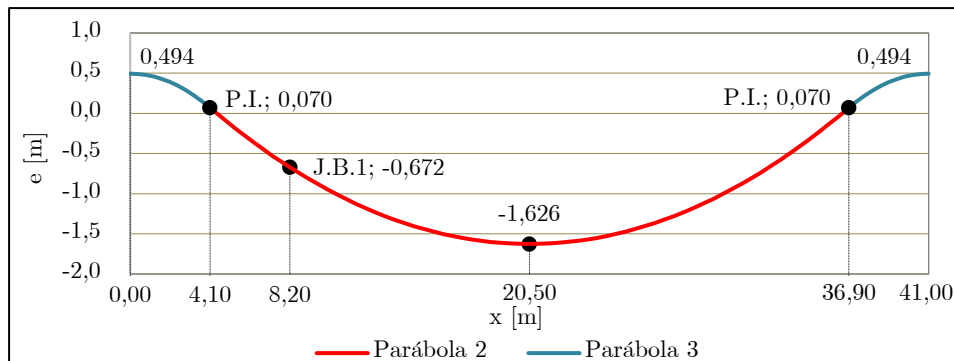


Figura 3.7 - Representação do traçado das parábolas para os vãos extremos (1 e 8)

Enquanto a Figura 3.8, ilustra os vãos correntes, com 41,00 metros, em que nestes apenas existem dois tipos de parábolas.



**Figura 3.8** - Representação do traçado das parábolas para os vãos correntes (2 a 7)

Com base no traçado dos cabos, é possível determinar as cargas distribuídas equivalentes para a modelação no programa *SAP2000*, recorrendo à expressão:

$$q_{eq} = \frac{2f \cdot P_{\infty}}{L^2} \quad (3.4)$$

Em que,

$f$  - Flecha da parábola do traçado do cabo de pré-esforço, em [m];

$P_{\infty}$  - Força de pré-esforço a tempo infinito, em [kN];

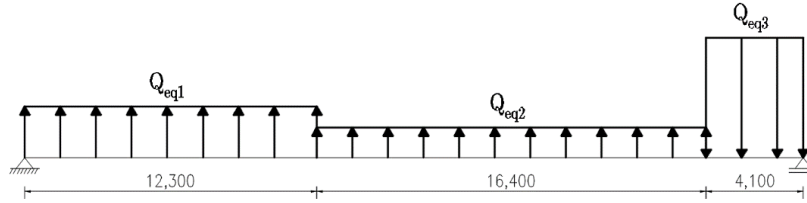
$L$  - Comprimento do troço da parábola, em [m].

Assim, cada parábola corresponde a uma carga distribuída equivalente, como está previsto na Tabela 3.10.

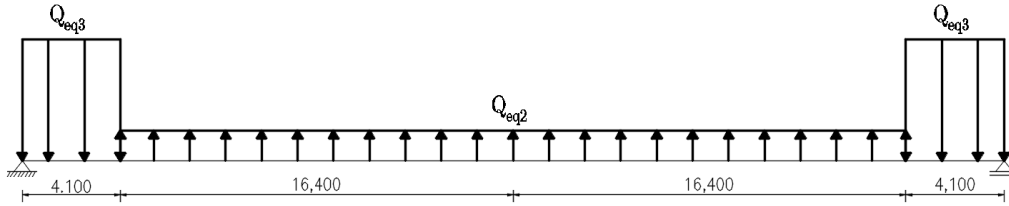
**Tabela 3.10** - Cargas distribuídas equivalentes

Características	Parábola ou troço		
	1	2	3
<b>f [m]</b>	1,626	1,696	0,424
<b>L [m]</b>	12,30	16,40	4,10
<b>P [kN]</b>	18600,000	18600,000	18600,000
<b><math>q_{eq}</math> [kN/m]</b>	399,810	234,575	-938,299

Com o objetivo de contrariar os esforços devido às cargas permanentes, ao puxar o cabo, as parábolas 1 e 2, ao terem a concavidade voltada para cima, o cabo emite uma força no sentido de baixo para cima, assumindo valores positivos. Já a parábola 3 reflete o contrário, tornando-se uma carga negativa. Com base na observação das duas figuras abaixo, torna-se possível apurar melhor as considerações.



**Figura 3.9** - Cargas distribuídas nos vãos extremos (1 e 8)



**Figura 3.10** - Cargas distribuídas nos vãos correntes (2 a 7)

## II. Cargas concentradas equivalentes

Estas cargas são do tipo pontuais, encontrando-se localizadas na secção inicial e final do tabuleiro longitudinalmente, assim como, nas juntas de betonagem.

Devido ao pré-esforço, existem três tipos de esforços, nomeadamente o esforço normal, esforço transverso e o momento fletor.

Em cada secção, a força devido ao esforço normal é sempre de compressão e o seu valor é igual ao pré-esforço a tempo infinito ( $P_\infty$ ):

$$N(x) = -P_\infty \quad (3.5)$$

A força devido ao esforço transverso, é calculada, para além do valor do pré-esforço a tempo infinito, em função da flecha da parábola do traçado do cabo de pré-esforço ( $f$ ) e da posição de cálculo das cargas concentradas ( $x$ ), ambos comparativamente ao ponto inicial da parábola:

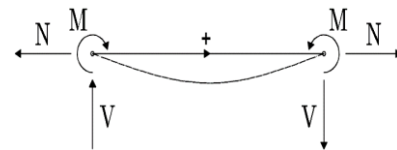
$$V(x) = \pm \frac{2 \cdot f(x) \cdot P_\infty}{x} \quad (3.6)$$

O momento fletor é dado pela força de pré-esforço a tempo infinito multiplicada pela excentricidade do cabo de pré-esforço ( $e(x)$ ):

$$M(x) = \pm P_\infty \cdot e(x) \quad (3.7)$$

Os sinais dos esforços estão de acordo com a convenção de sinais da Figura 3.11.

Com isto, a Tabela 3.11 exhibe os esforços referentes ao estudo em questão.



**Figura 3.11** - Convenção de sinais dos esforços

Tabela 3.11 - Cargas Concentradas equivalentes

Tramos	Secção inicial			Secção final		
	$N_i$ [kN]	$V_i$ [kN]	$M_i$ [kN.m]	$N_f$ [kN]	$V_f$ [kN]	$M_f$ [kN.m]
1	-18600,000	-4917,659	0,000	-18600,000	-2885,418	-12499,200
2 a 7	-18600,000	-2885,418	-12499,200	-18600,000	-2885,418	-12499,200
8	-18600,000	-2885,418	-12499,200	-18600,000	4917,659	0,000

Por fim, apresentam-se três figuras em que para além das cargas distribuídas, foram adicionadas as cargas pontuais com a convenção dos esforços calculados, para os três diferentes tipos de tramos.

Realizou-se uma verificação, que consiste em garantir que o somatório das forças verticais e dos momentos em qualquer ponto seja igual ou muito aproximadamente a zero, o que no caso em questão se verificou.

É de salientar que, o sentido das cargas concentradas, exibidas nas três figuras ilustradas, encontram-se de acordo com os valores descritos na Tabela 3.11.

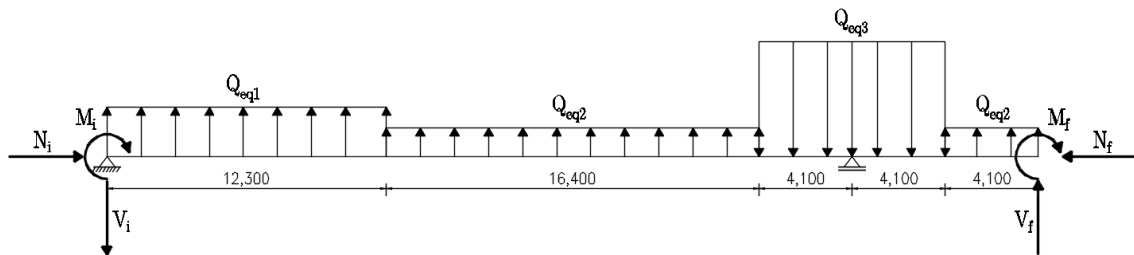


Figura 3.12 - Cargas distribuídas e concentradas equivalentes no 1º tramo

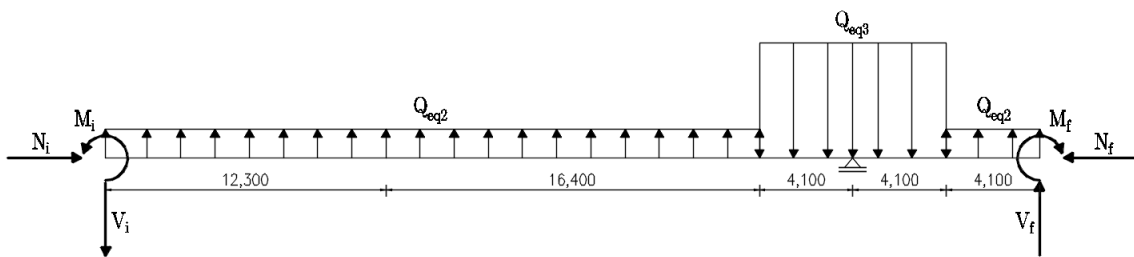


Figura 3.13 - Cargas distribuídas e concentradas equivalentes nos tramos correntes (2º ao 7º)

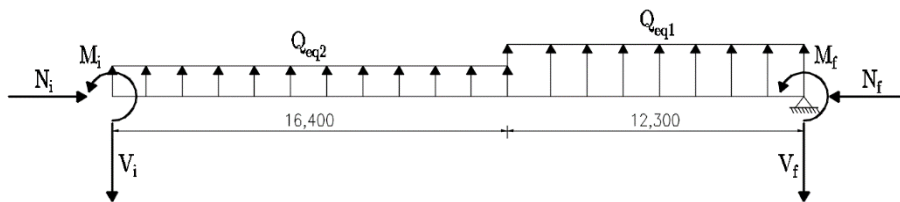


Figura 3.14 - Cargas distribuídas e concentradas equivalentes no 8º tramo

### 3.5.3 Forças e perdas

Segundo o Artigo 36.º do REBAPE, a tensão de esticamento na origem ( $\sigma_{p0'}$ ), deve cumprir os seguintes requisitos:

$$\sigma_{p0'} \leq 0,75f_{puk} \quad (3.8)$$

$$\sigma_{p0'} \leq 0,85f_{p0,1k} \quad (3.9)$$

Visto que, garantindo que a expressão (3.8) é verificada, automaticamente a expressão (3.9) é verificada, logo, sabendo que o valor característico da tensão de rotura ( $f_{puk}$ ) para um aço da classe Y1860 S7 é  $1860MPa$ , então a tensão de esticamento na origem é dado por:

$$\sigma_{p0'} = 0,75f_{puk} = 0,75 \times 1860 = 1395MPa$$

A partir do momento em que é aplicada esta tensão nos cabos, geram-se perdas instantâneas.

De uma forma gradual no tempo, vão-se sucedendo as chamadas perdas diferidas que tendem a estabilizar a longo prazo.

#### 3.5.3.1 Perdas instantâneas – Início de exploração

Estas perdas, já mencionadas, ocorrem imediatamente após a aplicação do pré-esforço. As referidas perdas são provocadas devido ao atrito, à reentrada das cunhas e à deformação instantânea do betão, sendo que a última foi desprezada no estudo em questão, pois a sua contribuição é mínima ou praticamente nula.

#### **I. Parâmetros e expressões das perdas instantâneas**

##### **a) Perdas por atrito**

Por forma a proceder ao cálculo das perdas por atrito, primeiramente determina-se o fator de atrito ( $m$ ), dado por:

$$m = \mu \cdot (2a + k) \quad (3.10)$$

Este fator depende de,

$\mu$  - Coeficiente de atrito cabo-bainha;

$k$  - Desvio angular unitário, em  $[m^{-1}]$ ;

$a$  - Parâmetro da equação do 2º grau do cabo de pré-esforço, em  $[m^{-1}]$ . Este parâmetro é dado por  $a=f/L^2$ , que depende da flecha da parábola ( $f$ ) e do comprimento da parábola ( $L$ ).

Resumidamente tem-se a tabela, com os valores calculados dos parâmetros das perdas por atrito, utilizando a expressão (3.10).

**Tabela 3.12** - Parâmetros das perdas por atrito

Parábola	$\mu$	$k$ [ $m^{-1}$ ]	$f$ [m]	$L$ [m]	$a$ [ $m^{-1}$ ]	$m$ [ $m^{-1}$ ]
<b>1</b>	0,200	0,010	1,626	12,300	0,01075	0,00630
<b>2</b>	0,200	0,010	1,696	16,400	0,00631	0,00452
<b>3</b>	0,200	0,010	0,424	4,100	0,02522	0,01208

Observa-se que quanto maior for a curvatura do cabo, maior será a perda por atrito.

**b) Perdas por reentrada das cunhas**

A partir da expressão abaixo, designada por fórmula teórica, determina-se o comprimento do alcance das perdas por reentrada das cunhas:

$$\lambda = -\frac{1}{m} \cdot \ln \left( 1 - \sqrt{\frac{m \cdot E_p \cdot \delta_r}{\sigma_{p0'}}} \right) \quad (3.11)$$

A expressão anterior depende, para além das incógnitas já mencionadas do,

$E_p$  - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço, em [GPa];

$\delta_r$  - Deslocamento máximo devido à reentrada dos cabos, em [mm].

Assim tem-se os seguintes valores das perdas por reentrada das cunhas, Tabela 3.13.

**Tabela 3.13** - Parâmetros das perdas por reentrada das cunhas

Tramo	m [m <sup>-1</sup> ]	E <sub>p</sub> [GPa]	δ <sub>r</sub> [mm]	f <sub>pyk</sub> [MPa]	σ <sub>p0'</sub> [MPa]	λ [m]
<b>1 a 7</b>	0,00452	195,000	6,000	1860,000	1395,000	14,056
<b>8</b>	0,00630	195,000	6,000	1860,000	1395,000	11,980

Constata-se que, devido ao facto de o único valor que varia ser o fator de atrito, isto quer dizer que, quanto maior é o valor do fator de atrito, menor é o valor da reentradas das cunhas e, este valor é diferente, pois os cabos nos tramos 1 a 7 são esticados pela parábola 2, todos eles em juntas de betonagem, já no último tramo, é esticado pela parábola 1, junto ao encontro E2.

**II. Tensões e forças após as perdas instantâneas**

Consequentemente, após o esticamento dos cabos de pré-esforço, geram-se forças de atrito entre os cordões dando origem a uma perda de tensão ao longo do tempo, as chamadas tensões de pré-esforço após as perdas por atrito ( $\sigma_{p0,a}$ ).

Quando se procede ao alívio da tensão de esticamento num cabo, este provoca uma força contrária, que provoca uma reentrada das cunhas, no que se traduz numa perda de tensão até ao alcance desse comprimento ( $\lambda$ ). Após esta perda, fica instalada na peça uma pressão designada por tensão de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas ( $\sigma_{p0,a+rc}$ ).

As tensões por perdas devidas ao atrito, calculam-se a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0'} \cdot e^{-mx} \quad (3.12)$$

O pré-esforço no cabo, após as perdas por atrito e reentrada das cunhas, é dado pela seguinte expressão:

$$P_{0,a+rc}(x) = \sigma_{p0,a+rc} \cdot A_p \quad (3.13)$$

Seguidamente, apresentam-se os diagramas de tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas, acompanhadas com os respetivos valores dos pontos notáveis, representado em tabelas.

a) **Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas no primeiro tramo**

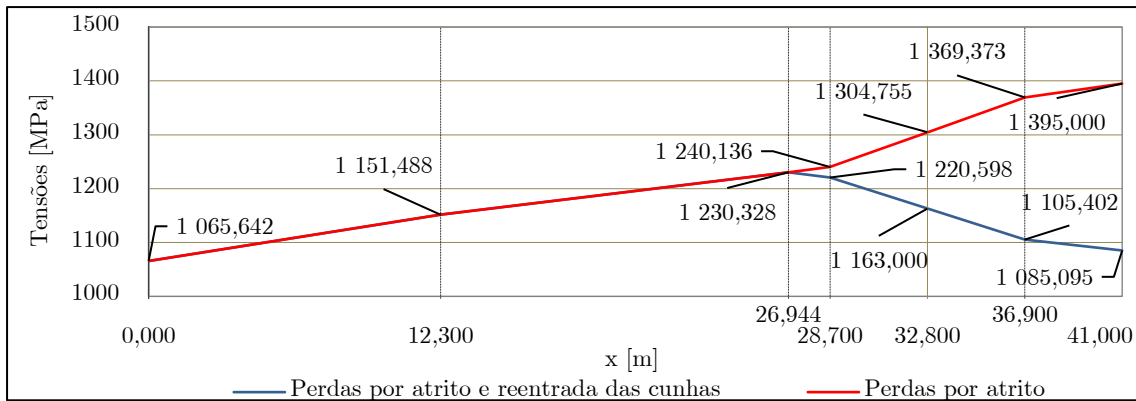


Figura 3.15 - Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas no primeiro tramo

Tabela 3.14 - Tensões de pré-esforço após as perdas por atrito e reentrada das cunhas no primeiro tramo

Posição [m]	m [m <sup>-1</sup> ]	$\sigma_{p0,a}$ [MPa]	$\lambda$ [m]	$\sigma_{p0,a+rc}$ [MPa]	$A_p$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
41,000	0,004522	1395,000	14,056	1085,095	186,00	20182,767
36,900	0,004522	1369,373	14,056	1105,402	186,00	20560,476
36,900	0,012089	1369,373	14,056	1105,402	186,00	20560,476
32,800	0,012089	1304,755	14,056	1163,000	186,00	21631,797
28,700	0,012089	1240,136	14,056	1220,598	186,00	22703,119
28,700	0,004522	1240,136	14,056	1220,598	186,00	22703,119
26,944	0,004522	1230,328	14,056	1230,328	186,00	22884,105
12,300	0,004522	1151,488	14,056	1151,488	186,00	21417,685
12,300	0,006299	1151,488	14,056	1151,488	186,00	21417,685
0,000	0,006299	1065,642	14,056	1065,642	186,00	19820,939

b) **Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas nos tramos correntes (do segundo ao sétimo tramo)**

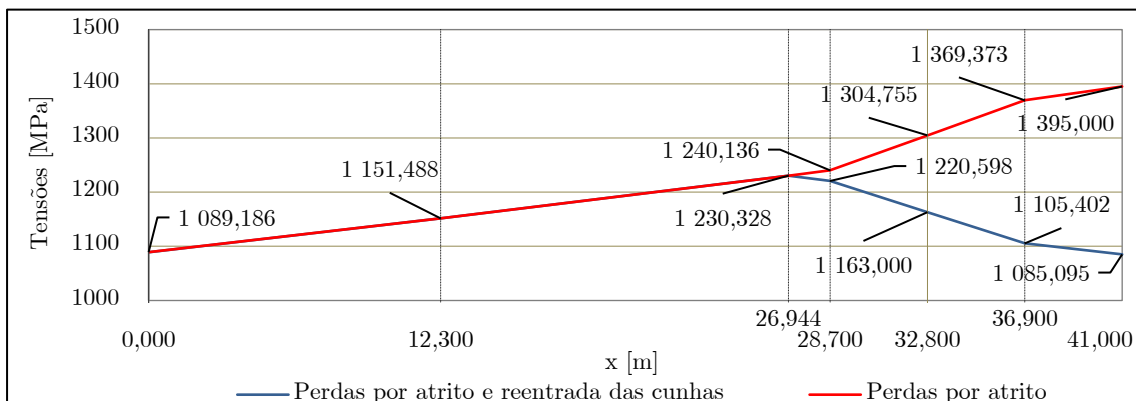


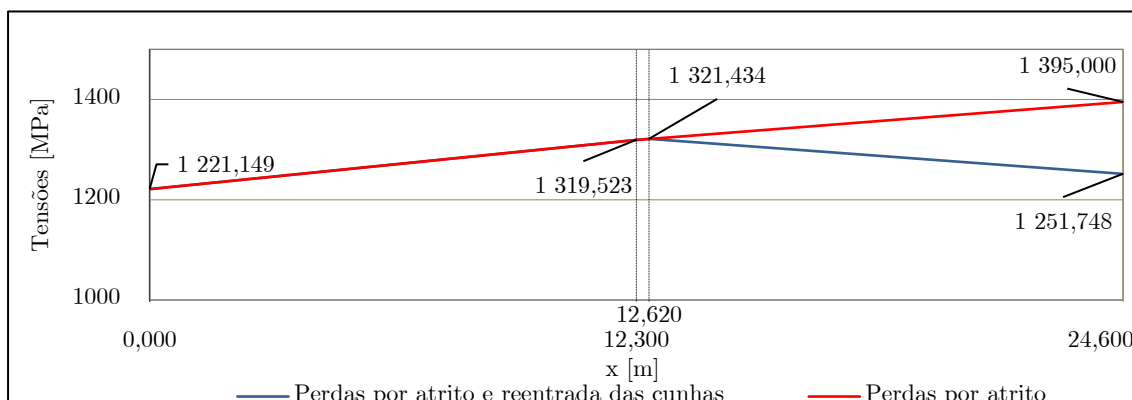
Figura 3.16 - Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas nos tramos correntes

**Tabela 3.15** - Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas nos tramos correntes

Posição [m]	m [m <sup>-1</sup> ]	$\sigma_{P0,a}$ [MPa]	$\lambda$ [m]	$\sigma_{P0,a+rc}$ [MPa]	$A_p$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
41,000	0,004522	1395,000	14,056	1085,095	186,00	20182,767
36,900	0,004522	1369,373	14,056	1105,402	186,00	20560,476
36,900	0,012089	1369,373	14,056	1105,402	186,00	20560,476
32,800	0,012089	1304,755	14,056	1163,000	186,00	21631,797
28,700	0,012089	1240,136	14,056	1220,598	186,00	22703,119
28,700	0,004522	1240,136	14,056	1220,598	186,00	22703,119
26,944	0,004522	1230,328	14,056	1230,328	186,00	22884,105
12,300	0,004522	1151,488	14,056	1151,488	186,00	21417,685
12,300	0,004522	1151,488	14,056	1151,488	186,00	21417,685
0,000	0,004522	1089,186	14,056	1089,186	186,00	20258,867

Reparou-se que os valores das tensões nos tramos correntes são muito próximas às do primeiro tramo, devido à semelhança no traçado e o igual comprimento, a única diferença reside no tipo de parábola no tramo onde está localizada a ancoragem ativa.

**c) Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas no último tramo**



**Figura 3.17** - Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas no último tramo

**Tabela 3.16** - Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas no último tramo

Posição [m]	m [m <sup>-1</sup> ]	$\sigma_{P0,a}$ [MPa]	$\lambda$ [m]	$\sigma_{P0,a+rc}$ [MPa]	$A_p$ [cm <sup>2</sup> ]	$P_{0,a+rc}$ [kN]
24,600	0,004522	1395,000	11,980	1251,748	186,00	23282,514
12,620	0,004522	1321,434	11,980	1321,434	186,00	24578,678
12,300	0,004522	1319,523	11,980	1319,523	186,00	24543,121
12,300	0,006299	1319,523	11,980	1319,523	186,00	24543,121
0,000	0,006299	1221,149	11,980	1221,149	186,00	22713,366

No último tramo, devido à menor extensão que apresenta, os respetivos valores alteram-se ligeiramente.

As perdas instantâneas do pré-esforço detalhadas encontram-se no Anexo A.

### 3.5.3.2 Perdas diferidas – Longo Prazo

Estas perdas surgem de uma forma gradual no tempo, tendo tendência a estabilizar a longo prazo. Abrangem as perdas por retração e fluência do betão e, relaxação de pré-esforço.

#### I. Parâmetros e expressões das perdas diferidas

Como se trata de perdas a longo prazo, existe a necessidade de considerar vários parâmetros a que a estrutura estará sujeita, tais como, a temperatura constante durante toda a vida da estrutura  $T=20^{\circ}C$ , a humidade relativa no meio ambiente  $HR=70\%$ , a idade do betão à data da aplicação do pré-esforço  $t_0=3dias$  e a idade do betão a tempo infinito  $t_{\infty}=20000dias$ . Ainda que o cimento é da classe CEM 42,5 N.

##### a) Perdas por retração

As perdas por retração foram apenas calculadas para a secção corrente do tabuleiro, ou seja, a secção S3, com uma área de  $A=7,128m^2$  e um perímetro de  $\mu=37,616m$ , no que se exprime numa espessura equivalente de:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{\mu} = \frac{2 \times 7,128}{37,316} \times 10^3 = 378,981mm$$

Neste cálculo, seguiu-se os princípios indicados no EC2:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (3.14)$$

A evolução com o tempo da extensão de retração por secagem é obtida por:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.15)$$

Em que,

$$t_s = t_0 = 3dias;$$

$$t = t_{\infty} = 20000dias.$$

Resolução das equações (3.14) e (3.15):

O fator que obedece à influência da espessura equivalente da secção:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = \frac{(20000 - 3)}{(20000 - 3) + 0,04 \cdot \sqrt{378,981^3}} = 0,985$$

O coeficiente que depende da espessura equivalente:

**Tabela 3.17** - Valores de  $k_h$  do quadro 3.3 do EC2

$h_0$	100	200	300	$\geq 500$
$k_h$	1,00	0,85	0,75	0,70

Como  $h_0=378,981mm$ , por interpolação aproximada  $k_h=0,72$ .

Os coeficientes que dependem do tipo de cimento:

**Tabela 3.18** - Valores dos coeficientes que depende do tipo de cimento, do EC2

Classe N	
$\alpha_{ds1}$	4
$\alpha_{ds2}$	0,12

O fator que obedece à influência da humidade relativa na extensão de retração:

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

Com,  $RH_0=100\%$ .

A extensão de retração por secagem de referência:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = \\ &= 0,85 \times \left[ (220 + 110 \times 4) \times e^{-0,12 \frac{43}{10}} \right] \times 10^{-6} \times 1,018 = 3,41 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

Com,  $f_{cm0}=10MPa$

Assim, a equação (3.15) toma o seguinte valor:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,985 \times 0,72 \times 3,41 \times 10^{-4} = 2,42 \times 10^{-4}$$

A extensão de retração autogénea é obtida por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.16)$$

Em que, o fator que depende do tempo:

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

Depende da tensão de rotura do betão à compressão:

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

Assim, a expressão (3.16) resulta no seguinte valor:

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

Por fim, a extensão total de retração (3.14) resulta:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 2,45 \times 10^{-4} + 6,25 \times 10^{-5} = 3,075 \times 10^{-4}$$

#### b) Perdas por fluência

As perdas por fluência foram calculadas para as 3 secções do tabuleiro, mas apenas será demonstrado para a secção S3, mais concretamente, a secção corrente do tabuleiro.

Neste cálculo, seguiu-se os princípios indicados no EC2, nomeadamente o referido no Anexo B do EC2.

O coeficiente de fluência é calculado a partir da expressão (3.17):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.17)$$

E que o coeficiente de fluência de referência é calculado da seguinte forma:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.18)$$

Em que,

Os coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão:

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

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

O fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{70}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{378,981}} \times 0,866 \right] \times 0,960 = 1,304$$

**NOTA:** Foi utilizada a expressão anterior porque  $f_{cm} > 35MPa$  .

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

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

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

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} = \frac{1}{(0,1 + 3^{0,2})} = 0,743$$

Assim, o coeficiente de fluência de referência é dado por:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,304 \times 2,562 \times 0,743 = 2,483$$

O coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, é representado pela expressão (3.19):

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (3.19)$$

O coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão:

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

O coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente da secção:

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

$$\Leftrightarrow \beta_H = 1,5 \times \left[ 1 + (0,012 \times 70)^{18} \right] \times 378,981 + 250 \times 0,902 \leq 1500 \times 0,902 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \beta_H = 818,665 < 1353 \Rightarrow \beta_H = 818,665$$

**NOTA:** Foi utilizada a expressão anterior porque  $f_{cm} > 35MPa$

Assim a expressão (3.19), toma o seguinte valor:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} = \left[ \frac{(20000 - 3)}{(818,665 + 20000 - 3)} \right]^{0,3} = 0,988$$

Portanto a expressão (3.17), resulta:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,483 \times 0,988 = 2,453$$

Relativamente às outras duas secções consideradas, S1 e S2, os seus cálculos para as perdas por fluência encontram-se no Anexo U.

Ainda, o coeficiente de homogeneização das propriedades da secção resulta na expressão (3.20):

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} \quad (3.20)$$

Em que,

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

$E_{cm}$  - Módulo de elasticidade do betão.

Então,

$$\alpha = \frac{195}{34} = 5,735 .$$

### c) Perdas por relaxação

Para as perdas por relaxação, os cordões, segundo o EC2, são da classe 2.

Considerou-se que:

- $\rho_{1000} = 2,5\%$ , como sendo o valor da perda por relaxação, 1000 horas após a aplicação do pré-esforço e uma temperatura média de  $20^\circ C$ ;
- $t_{\infty, h} = t = 20000 \text{ dias} \times 24 \text{ h} = 480000 \text{ horas}$ , a idade do betão, em horas a tempo infinito.

## II. Tensões e forças após as perdas diferidas

A partir da força de pré-esforço instalada inicialmente ( $P_0$ ), com base nas três perdas diferidas, reduz-se o valor para uma força de pré-esforço a tempo infinito ( $P_\infty$ ).

### a) 1ª Perda - Retração no betão

$$\Delta\sigma_{pt,s}(x) = E_p \cdot |\varepsilon_{cs}(t)| \quad (3.21)$$

### b) 2ª Perda - Fluência no betão

$$\Delta\sigma_{pt,c}(x) = \alpha \cdot \varphi_c(t, t_0) \cdot |\sigma_c(x)| \quad (3.22)$$

### c) 3ª Perda - Relaxação do aço

$$\Delta\sigma_{pt,r}(x) = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{p0}(x) \quad (3.23)$$

Em que,  $\mu$  é o coeficiente que relaciona a tensão inicial de pré-esforço com o valor característico da resistência à tração do aço das armaduras de pré-esforço em que cada secção, ou seja,  $\mu = \frac{\sigma_{p0}(x)}{f_{puk}}$ .

**d) Perdas diferidas totais**

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) = \frac{\Delta\sigma_{pt,s}(x) + \Delta\sigma_{pt,c}(x) + 0,80 \cdot \Delta\sigma_{pt,r}(x)}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e(x)^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0))} \quad (3.24)$$

A tensão de pré-esforço a longo prazo é calculado da seguinte forma:

$$\sigma_{p\infty}(x) = \sigma_{p0}(x) - \Delta\sigma_{pt,s+c+r}(x) \quad (3.25)$$

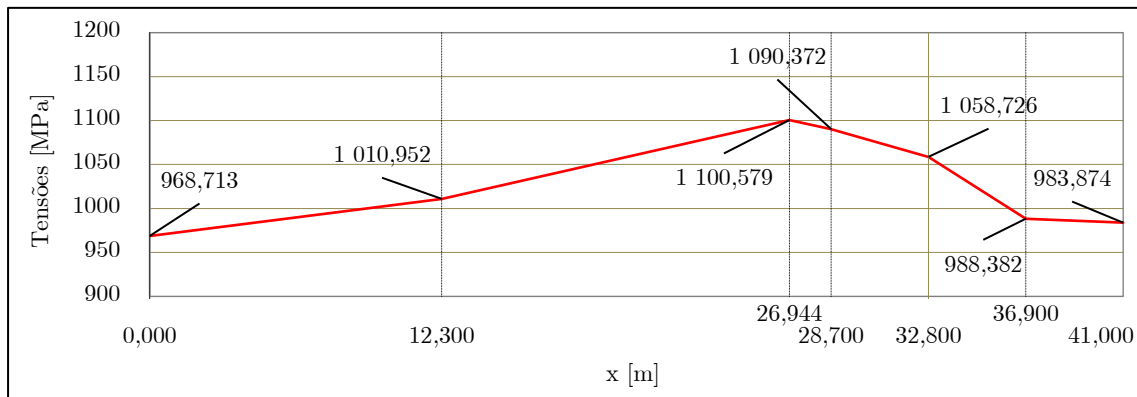
A força de pré-esforço é determinada conforme a seguinte expressão:

$$P_{\infty}(x) = \sigma_{p\infty}(x) \cdot A_p \quad (3.26)$$

Em que,  $A_p = 186 \text{ cm}^2$ .

Com base na resolução destes cálculos, apresentam-se seguidamente os diagramas de tensão de pré-esforço após as perdas diferidas, para cada tramo.

**e) Tensões de pré-esforço após perdas diferidas no primeiro tramo**

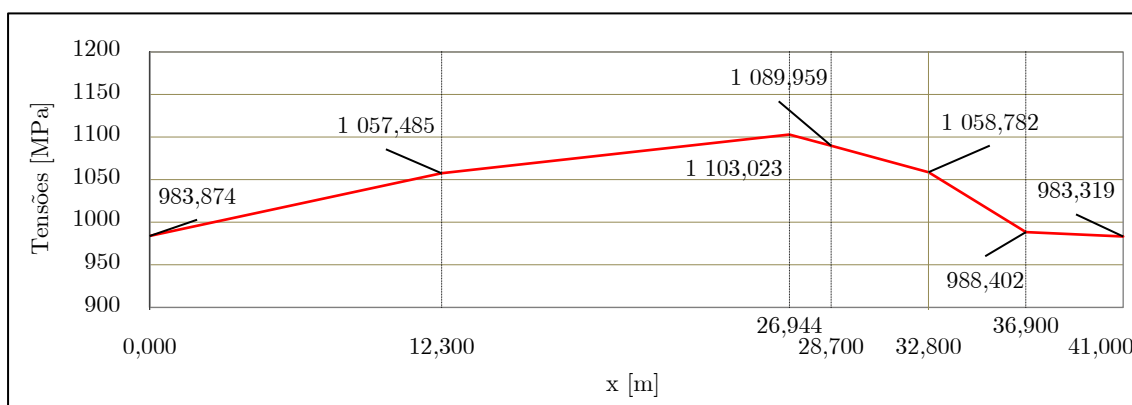


**Figura 3.18** - Tensão de pré-esforço após perdas diferidas no primeiro tramo

**Tabela 3.19** - Tensão de pré-esforço após perdas diferidas no primeiro tramo

Posição [m]	e [m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\mu$	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,r}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	$\sigma_{p^\infty}$ [MPa]	$P_\infty$ [kN]
41,000	-0,672	-2,078	0,583	59,963	29,235	24,907	101,221	983,874	18300,058
36,900	0,070	-2,912	0,594	59,963	40,975	26,642	117,020	988,382	18383,910
36,900	0,070	-2,912	0,594	59,963	40,975	26,642	117,020	988,382	18383,910
32,800	0,494	-1,679	0,625	59,963	23,035	32,191	104,273	1058,726	19692,312
28,700	0,070	-3,202	0,656	59,963	45,044	38,801	130,226	1090,372	20280,918
28,700	0,070	-3,202	0,656	59,963	45,044	38,801	130,226	1090,372	20280,918
26,944	-0,273	-3,268	0,652	59,963	45,975	37,886	129,749	1083,450	20470,776
12,300	-1,626	-6,380	0,619	59,963	89,763	31,003	140,536	1010,952	18803,714
12,300	-1,626	-6,380	0,619	59,963	89,763	31,003	140,536	1010,952	18803,714
0,000	0,000	-1,499	0,573	59,963	20,571	23,343	96,929	968,713	18018,063

f) **Tensões de pré-esforço após perdas diferidas nos tramos correntes (do segundo ao sétimo tramo)**

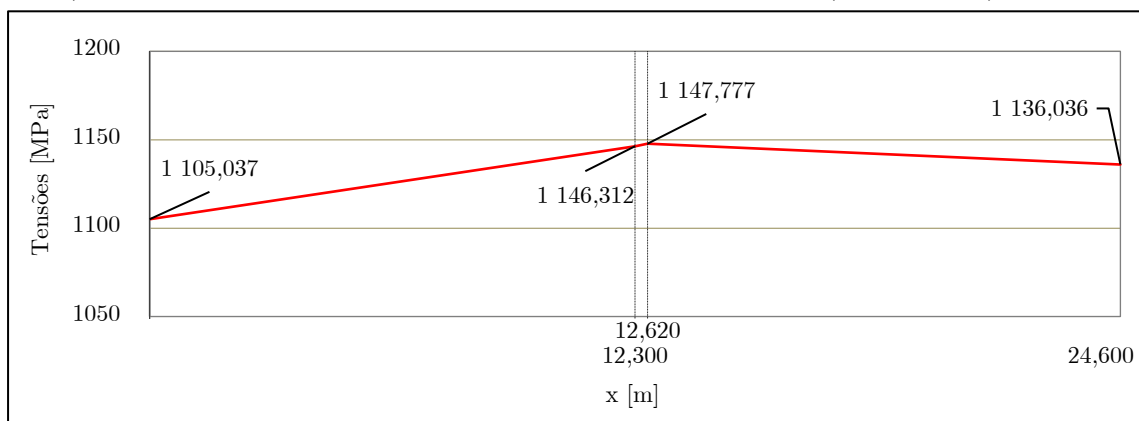


**Figura 3.19** - Tensão de pré-esforço após perdas diferidas nos tramos correntes

**Tabela 3.20** - Tensão de pré-esforço após perdas diferidas nos tramos correntes

Posição [m]	e [m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\mu$	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,r}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	$\sigma_{P^\infty}$ [MPa]	$P_\infty$ [kN]
41,000	-0,672	-2,121	0,583	59,963	29,833	24,907	101,776	983,319	18289,742
36,900	0,070	-2,911	0,594	59,963	40,954	26,642	117,000	988,402	18384,279
36,900	0,070	-2,911	0,594	59,963	40,954	26,642	117,000	988,402	18384,279
32,800	0,494	-1,675	0,625	59,963	22,977	32,191	104,218	1058,782	19693,345
28,700	0,070	-3,232	0,656	59,963	45,476	38,801	130,639	1089,959	20273,236
28,700	0,070	-3,232	0,656	59,963	45,476	38,801	130,639	1089,959	20273,236
26,944	-0,273	-3,085	0,652	59,963	43,407	37,886	127,305	1085,894	20197,627
12,300	-1,626	-2,273	0,652	59,963	31,975	31,003	94,003	1057,485	19669,225
12,300	-1,626	-2,273	0,619	59,963	31,975	31,003	94,003	1057,485	19669,225
0,000	-0,672	-2,078	0,583	59,963	29,235	24,907	101,221	983,874	18300,058

g) **Tensões de pré-esforço após perdas difeidas no último tramo (oitavo tramo)**



**Figura 3.20-** Tensão de pré-esforço após perdas diferidas no último tramo

**Tabela 3.21** - Tensão de pré-esforço após perdas diferidas no último tramo

Posição [m]	e [m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\mu$	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,r}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	$\sigma_{P^\infty}$ [MPa]	$P_\infty$ [kN]
24,600	0,000	-1,761	0,000	59,963	24,163	42,884	115,712	1136,036	21130,270
12,620	-1,624	-8,052	0,709	59,963	113,285	52,930	173,657	1147,777	21283,017
12,300	-1,626	-8,002	0,709	59,963	112,581	53,201	173,210	1146,312	21321,408
12,300	-1,626	-8,002	0,709	59,963	112,581	53,201	173,210	1146,312	21321,408
0,000	-0,672	-2,766	0,659	59,963	38,916	39,365	120,047	1105,037	20553,687

Novamente, se tornou a observar a mesma situação que ocorreu nas perdas instantâneas. Os valores das tensões nos tramos correntes são muito próximas às do primeiro tramo, devido à semelhança no traçado e ao igual comprimento. A única diferença refere-se ao tipo de parábola no

tramo onde está localizada a ancoragem ativa. Ainda é de salientar que, a longo prazo, o valor das tensões apresentam uma diminuição de aproximadamente  $110MPa$ .

As perdas diferidas do pré-esforço mais detalhadas encontram-se no Anexo B.

## 3.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL DO TABULEIRO

### 3.6.1 Influência do faseamento construtivo

Na análise longitudinal do tabuleiro, é indispensável ter em conta a redistribuição dos esforços nos momentos fletores devido ao peso próprio e às cargas equivalentes ao pré-esforço, adequado ao faseamento construtivo. Deverá ser efetuada uma análise a curto e a longo prazo.

O momento fletor devido ao peso próprio à idade ( $t$ ) é determinado com base na expressão:

$$M_{PP}(t) \approx \sum M_{PP,fases} + (M_{PP,e} - \sum M_{PP,fases}) \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (3.27)$$

Em que,

$\sum M_{PP,fases}$  - Somatório dos momentos fletores devido ao peso próprio nas fases construtivas, sem o efeito da fluência, em  $[kNm]$ ;

$M_{PP,e}$  - Momento fletor do peso próprio, caso o viaduto fosse construído todo numa única fase, em  $[kNm]$ ;

$\varphi(t, t_0)$  - Coeficiente de fluência à idade ( $t$ ) por uma carga aplicada à idade ( $t_0$ );

$\rho$  - Fator de relaxação, admitindo  $\rho=0,85$ .

Relativamente ao momento fletor devido ao pré-esforço, baseou-se na expressão:

$$M_{PE}(t) \approx \left[ \sum M_{PE,fases} + (M_{PE,e} - \sum M_{PE,fases}) \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)} \right] \cdot \frac{P}{1000} \quad (3.28)$$

Em que,

$\sum M_{PE,fases}$  - Somatório dos momentos fletores devido ao pré-esforço nas fases construtivas, em  $[kNm]$ ;

$M_{PE,e}$  - Momento fletor do pré-esforço, caso o viaduto fosse construído todo numa única fase, em  $[kNm]$ ;

Teve-se em conta que:

- $\sum M_{PE,fases}$  e  $M_{PE,e}$  foram calculados para uma tensão nos cabos de  $1000MPa$ ;
- $\varphi(t, t_0) = 0$  para  $t_0=0dias$ ,  $\varphi(t, t_0) = \varphi_c$  para  $t_\infty=2000dias$ , ou seja, no início de exploração e a longo prazo respetivamente;
- $P=P_0$  no início de exploração e  $P=P_\infty$  a longo prazo.

### 3.6.2 Diagramas de esforços

Neste subcapítulo será apresentado os vários diagramas de esforços característicos, sujeito às ações impostas ao tabuleiro do viaduto.

As ações a ter em conta na direção longitudinal são o peso próprio do tabuleiro, o pré-esforço, as restantes cargas permanentes, as sobrecargas longitudinais uniforme e linear e, a variação diferencial de temperatura.

#### I. Esforços devido ao peso próprio do tabuleiro

Os momentos fletores devido ao peso próprio foram determinados com base na expressão (3.27), com as considerações mencionadas anteriormente tanto para o início de exploração como para a longo prazo.

##### a) Diagrama do momento fletor devido ao peso próprio do tabuleiro para o início de exploração e a longo prazo

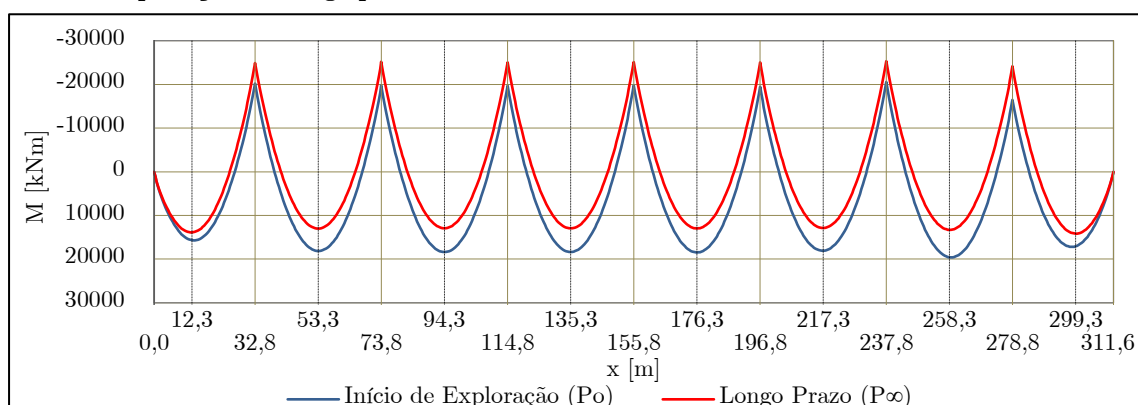


Figura 3.21 - Diagrama do momento fletor devido ao peso próprio do tabuleiro

Verifica-se que com o passar dos anos, os momentos negativos tendem a ficar mais negativos, já os momentos positivos tendem a diminuir. Na zona dos pilares encontram-se os maiores valores dos momentos negativos e os maiores valores dos momentos positivos nas seções do meio vão.

##### b) Diagrama do esforço transverso devido ao peso próprio do tabuleiro

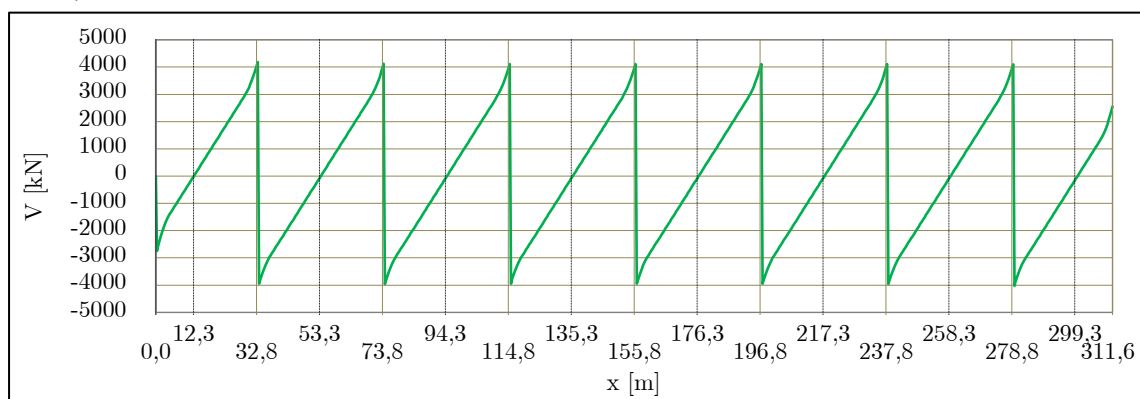


Figura 3.22 - Diagrama do esforço transverso devido ao peso próprio do tabuleiro

O diagrama do esforço transversal é simplesmente calculado como se a estrutura fosse construída numa só fase. Os maiores valores máximos absoluto de esforço transversal ocorrem nos pilares, em que o maior vale  $4184,463kN$ .

## II. Esforços devido às cargas equivalentes ao pré-esforço

Novamente, os momentos fletores devido ao pré-esforço foram determinados com base na expressão (3.28), com as considerações mencionadas anteriormente.

### a) Diagrama do momento fletor total devido ao pré-esforço do tabuleiro para o início de exploração e a longo prazo

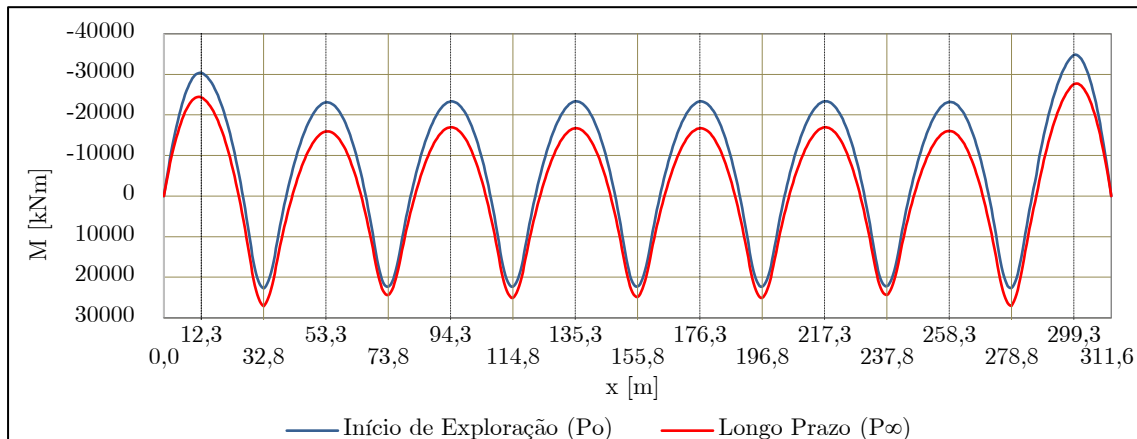


Figura 3.23 - Diagrama do momento fletor total devido ao pré-esforço

A partir do diagrama de momento fletor total devido ao pré-esforço, irá separar-se a parcela isostática e a hiperestática, pois essas partes vão ser necessárias para alguns cálculos, tanto a curto prazo bem como a longo prazo.

Começando pela parte isostática, esta é diretamente proporcional à força de pré-esforço  $P(x)$  e a excentricidade  $e(x)$ , composta pela expressão:

$$M_{PE,ISO} = \pm P(x) \cdot e(x) \quad (3.29)$$

Assim, no que respeita à parcela hiperestática, esta é dada pela diferença entre o momento total devido ao pré-esforço  $M_{PE}$  e a parcela do momento isostático devido ao pré-esforço  $M_{PE,ISO}$ , constituída pela expressão:

$$M_{PE,Hip} = M_{PE} - M_{PE,ISO} \quad (3.30)$$

b) Diagrama do momento fletor isostático devido ao pré-esforço do tabuleiro para o início de exploração e a longo prazo

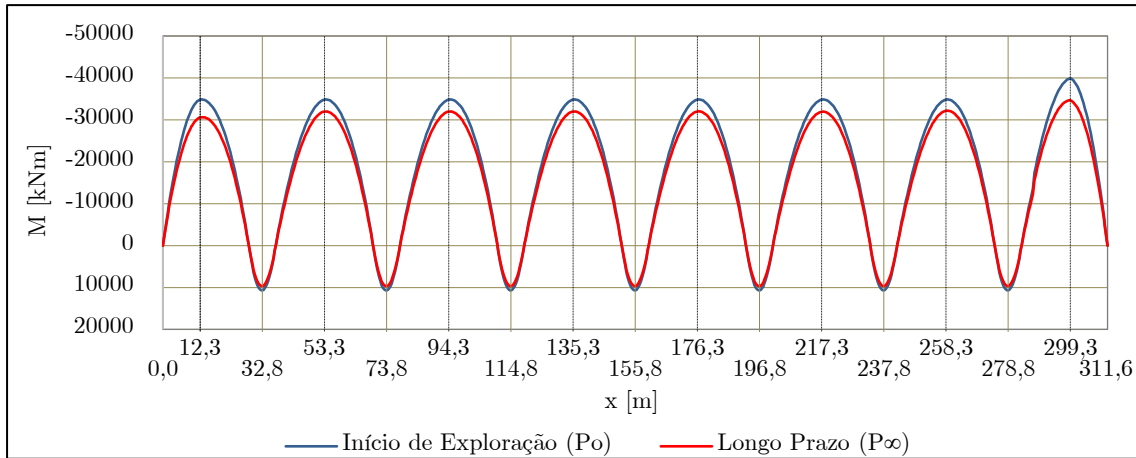


Figura 3.24 - Diagrama do momento fletor isostático devido ao pré-esforço

c) Diagrama do momento fletor hiperestático devido ao pré-esforço do tabuleiro para o início de exploração e a longo prazo

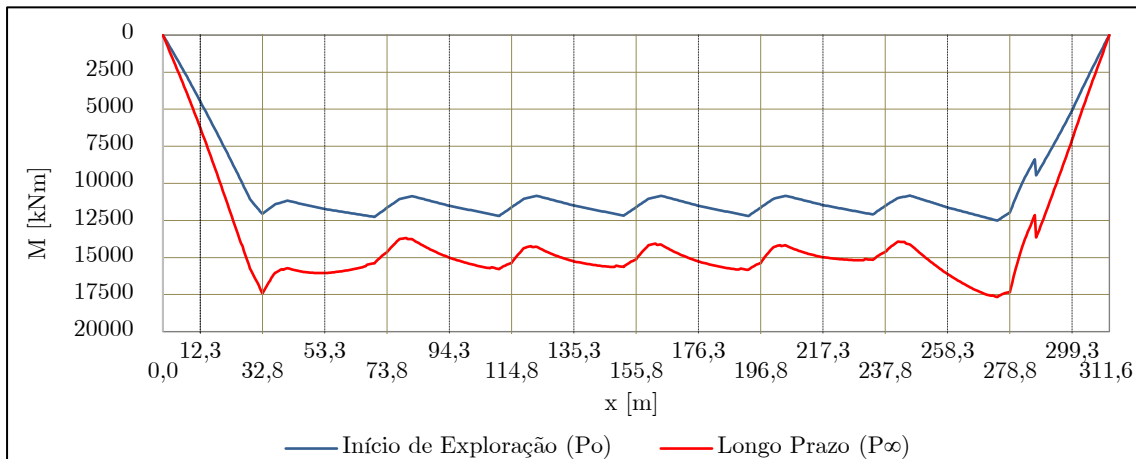
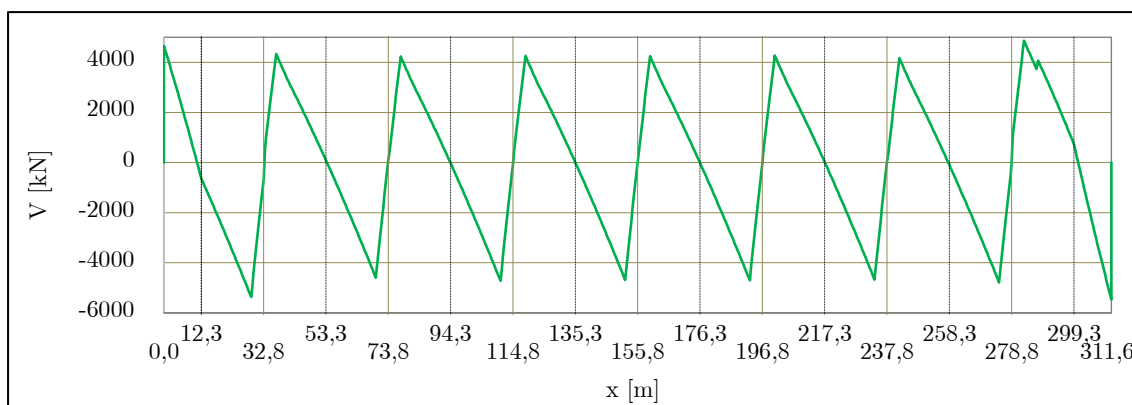


Figura 3.25 - Diagrama do momento fletor hiperestático devido ao pré-esforço

O diagrama dos momentos fletores isostáticos apresenta um andamento idêntico ao diagrama dos momentos fletores totais, no entanto, repara-se que os seus valores, tanto os negativos como os positivos diminuem ainda mais. Isto deve-se ao facto dos valores do diagrama dos momentos fletores hiperestáticos serem sempre positivos, em todo o tabuleiro, como se verifica na Figura 3.35.

d) **Diagrama do esforço transverso devido ao pré-esforço do tabuleiro**



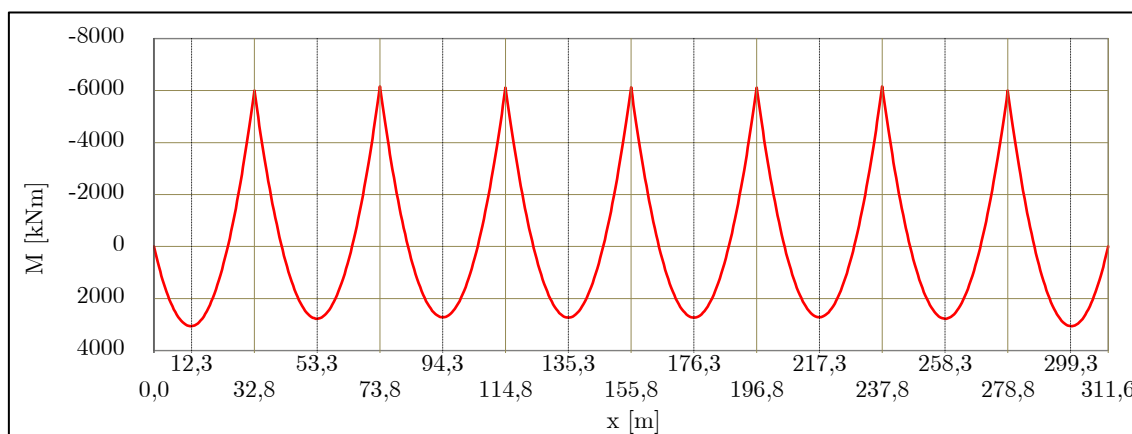
**Figura 3.26** - Diagrama do esforço transverso devido ao pré-esforço

Mais uma vez, como no caso do peso próprio, o diagrama do esforço transverso é simplesmente calculado como se a estrutura fosse construída numa só fase. Observa-se ainda, que este diagrama é antissimétrico ao do diagrama devido ao peso próprio do tabuleiro.

Os maiores valores máximos absolutos de esforço transverso ocorrem, a uma distância de 4,10 metros à esquerda e à direita dos pilares e, ainda, na zona dos encontros, em que o maior vale  $-5466,385\text{ kN}$ . Nos pontos onde o cabo de pré-esforço tem tangente horizontal, o valor do esforço transverso nesse ponto é quase igual a zero.

**III. Esforços devido às restantes cargas permanentes**

a) **Diagrama do momento fletor devido às restantes cargas permanentes**

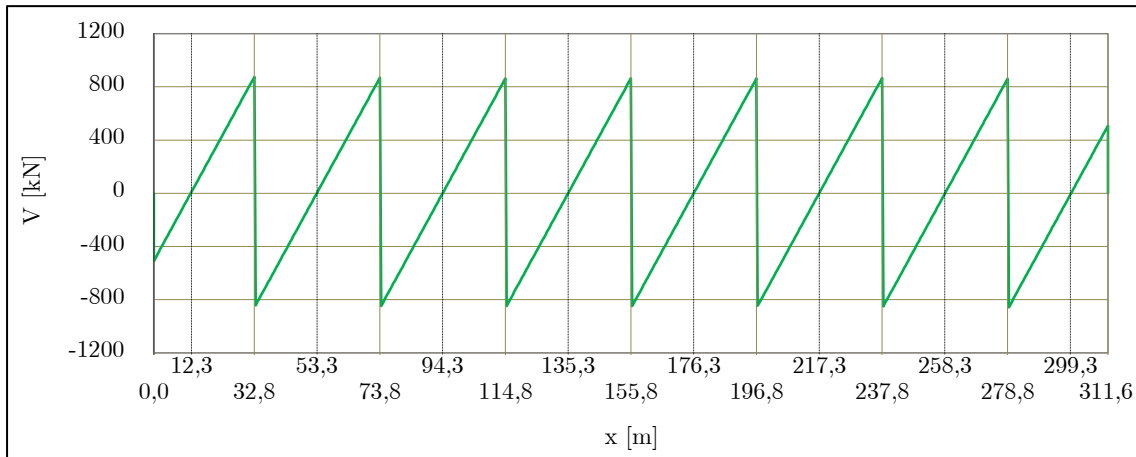


**Figura 3.27** - Diagrama do momento fletor devido às restantes cargas permanentes

Como este tipo de carregamento é aplicado sobre o tabuleiro depois de concluída a construção total do tabuleiro do viaduto, estes esforços apenas são calculados para o modelo completo, numa única fase.

O valor máximo negativo do momento fletor devido às restantes cargas permanentes é  $-6158,820\text{kNm}$  e o máximo positivo é  $3062,397\text{kNm}$ .

**b) Diagrama do esforço transversal devido às restantes cargas permanentes**



**Figura 3.28** - Diagrama do esforço transversal devido às restantes cargas permanentes

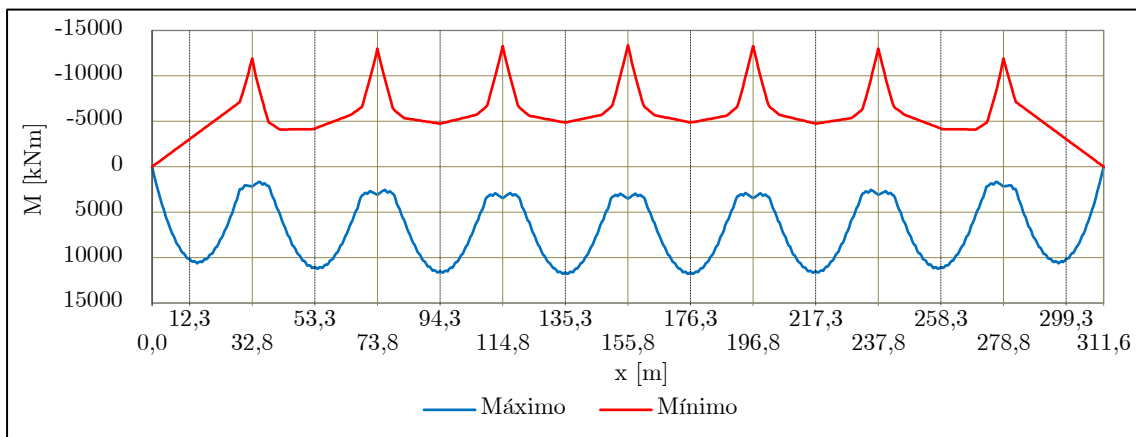
De novo, este diagrama tem o mesmo andamento que o devido ao peso próprio.

Os maiores valores máximos absolutos de esforço transversal ocorrem nos pilares, em que o maior vale  $874,325\text{kN}$ .

**IV. Esforços devido às sobrecargas**

A ação devido às sobrecargas envolve a ação da sobrecarga uniforme e linear, na direção longitudinal. Mais uma vez, esta ação é modelada sobre o tabuleiro depois de concluída a construção total do tabuleiro do viaduto.

**a) Diagrama do momento fletor devido às sobrecargas**



**Figura 3.29** - Diagrama do momento fletor devido às sobrecargas

b) Diagrama do esforço transversal devido às sobrecargas

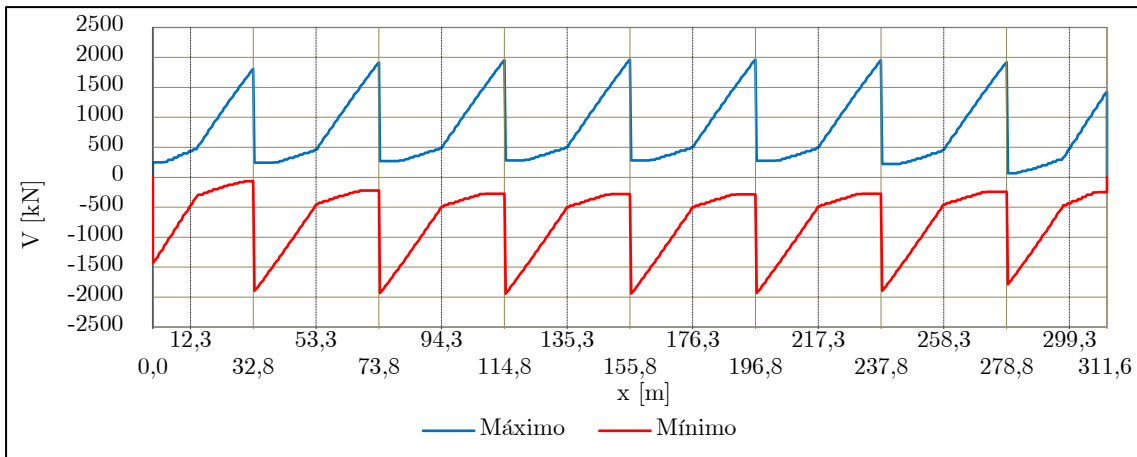


Figura 3.30 - Diagrama do esforço transversal devido às sobrecargas

No diagrama de momentos fletores, as zonas críticas localizam-se, para os valores máximos negativos, na zona dos pilares e, para os valores máximos positivos, nas secções do meio vão.

Relativamente ao esforço transversal, tanto para os valores máximos negativos, como para os máximos positivos, a secção mais solicitada é a dos apoios, ou seja, dos pilares e encontros.

V. Esforços devido à variação diferencial da temperatura

A ação devido à variação diferencial da temperatura, faz uma envolvente da ação para a temperatura positiva e negativa, na direção longitudinal, modelada sobre o tabuleiro, repetidamente, depois de concluída a construção total do tabuleiro do viaduto.

a) Diagrama do momento fletor devido à variação diferencial da temperatura

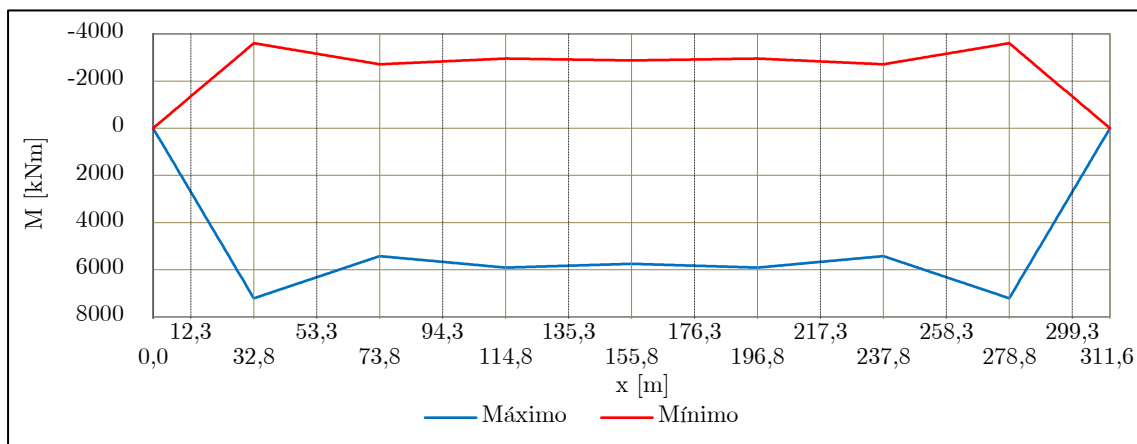
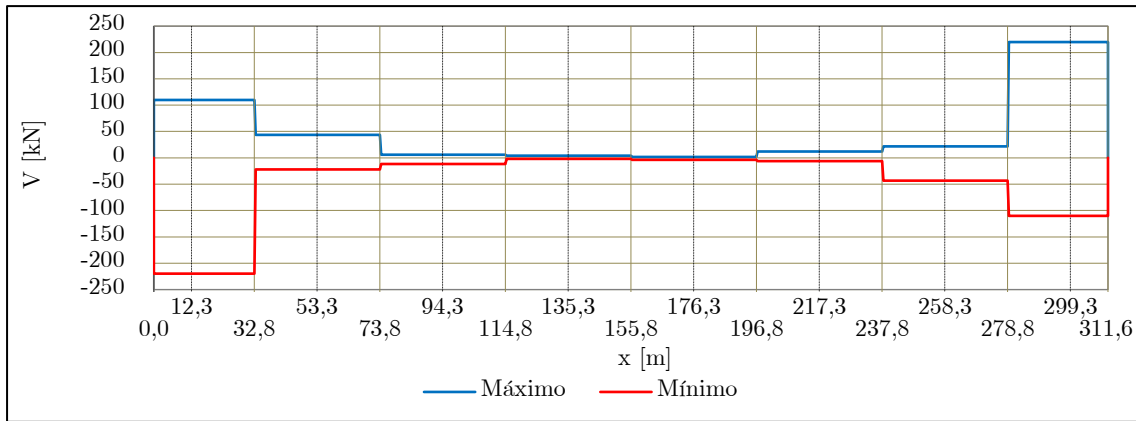


Figura 3.31 - Diagrama do momento fletor devido à variação diferencial da temperatura

b) **Diagrama do esforço transverso devido à variação diferencial da temperatura**



**Figura 3.32** - Diagrama do esforço transverso devido à variação diferencial da temperatura

No diagrama de momentos fletores, as zonas críticas localizam-se, tanto para os valores máximos negativos, como para os valores máximos positivos, no primeiro e último pilar.

Analogamente ao esforço transverso, tanto para os valores máximos negativos, como para os máximos positivos, a secção mais solicitada, localiza-se no primeiro e último vão.

No estudo, não se efetuaram as análises relativamente ao veículo tipo e à variação uniforme de temperatura, por apresentar esforços muito inferiores longitudinalmente.

Os valores dos esforços característicos longitudinais encontram-se no Anexo C.

### 3.6.3 Estados limites de utilização

Para o estudo, a verificação aos estados limites de utilização abrange três verificações, nomeadamente, o estado limite de descompressão e o estado limite de largura de fendas, que fazem parte da verificação ao estado limite de fendilhação e, ainda o estado limite de deformação.

#### 3.6.3.1 Estado limite de descompressão

Por se tratar de um viaduto que será construído em várias fases construtivas, para além das análises no início de exploração e a longo prazo, será realizado um estudo para cada fase construtiva.

Com base no Artigo 69.º do REBAPE, que refere “*O estado limite de descompressão é definido em relação à fibra externa da secção de modo a assegurar que, para a combinação de ações em causa, as armaduras de pré-esforço se situem em zona comprimida*”. Será efetuada a verificação utilizando a combinação quase-permanente de ações.

As tensões nas fibras superiores e nas fibras inferiores são respetivamente dadas pela expressão:

$$\sigma = \pm \frac{M_{Eq}}{I_c} \cdot v \pm \frac{P \cdot e}{I_c} v - \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v \quad (3.31)$$

Em que,

$M_{Eq}$  - Momento fletor quase-permanente, em  $[kNm]$ ;

$I_c$  - Momento de inércia da secção transversal do tabuleiro, em  $[m^2]$ ;

$v$  - Distância entre a fibra em estudo e o centro de gravidade, em  $[m]$ ;

$A_c$  - Área da secção transversal do tabuleiro, em  $[m^2]$ ;

$P$  - Força de pré-esforço, em  $[kN]$ ;

$e$  - Excentricidade do cabo de pré-esforço, em  $[m]$ ;

$M_{PE,Hip}$  - Momento fletor hiperestático devido ao pré-esforço, em  $[kNm]$ .

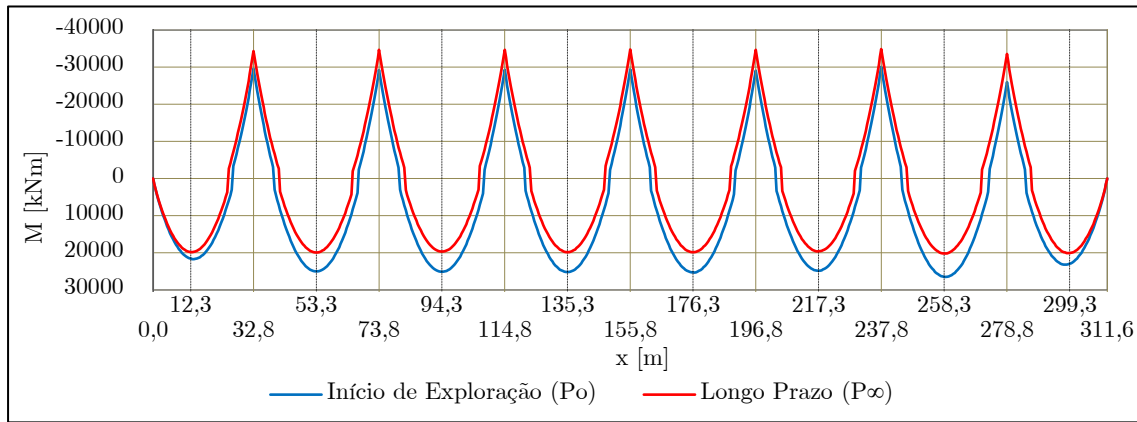
Os momentos fletores quase-permanentes calculam-se com base na expressão:

$$M_{Eq} = M_{PP} + M_{RCP} + \psi_{2,SC} \cdot M_{SC} + \psi_{2,VDT} \cdot M_{VDT} \quad (3.32)$$

Com  $\psi_{2,SC} = 0,20$  e  $\psi_{2,VDT} = 0,30$ .

Para o peso próprio e para o pré-esforço tem-se apenas uma combinação de valores dos momentos fletores, ao contrário das sobrecargas e da variação diferencial de temperatura. Para estas duas últimas, como são compostas por valores máximos negativos e valores máximos positivos, por forma a obter valores mais gravosos, escolheu-se utilizar os valores máximos negativos; quando o valor do momento devido às cargas permanentes toma valores negativos e vice-versa.

Com base na expressão (3.32), obteve-se o seguinte diagrama dos momentos fletores para a combinação quase-permanente de ações (ver Figura 3.33).



**Figura 3.33** - Diagrama de momento fletor para a combinação quase-permanente de ações

As secções que merecem especial atenção são particularmente as do meio vão e nos apoios, mais concretamente, nos pilares.

Particularizando a expressão (3.31), tem-se a expressão para as tensões nas fibras inferiores e nas fibras superiores, para as várias fases construtivas:

- **Tensões nas fibras inferiores ( $\sigma_{inf}$ ):**

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{PP}}{I_c} \cdot v_{inf} + \frac{M_{PE}}{I_c} \cdot v_{inf} - \frac{P}{A_c} \quad (3.33)$$

Em que  $v_{inf}$  é a distância entre a fibra inferior e o centro de gravidade da secção transversal do tabuleiro, em [m].

- **Tensões nas fibras superiores ( $\sigma_{sup}$ ):**

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{PP}}{I_c} \cdot v_{inf} - \frac{M_{PE}}{I_c} \cdot v_{inf} - \frac{P}{A_c} \quad (3.34)$$

Em que  $v_{sup}$  é a distância entre a fibra superior e o centro de gravidade da secção transversal do tabuleiro, em [m].

Deste modo tem-se os diagramas de tensões no tabuleiro para as oito fases construtivas do viaduto.

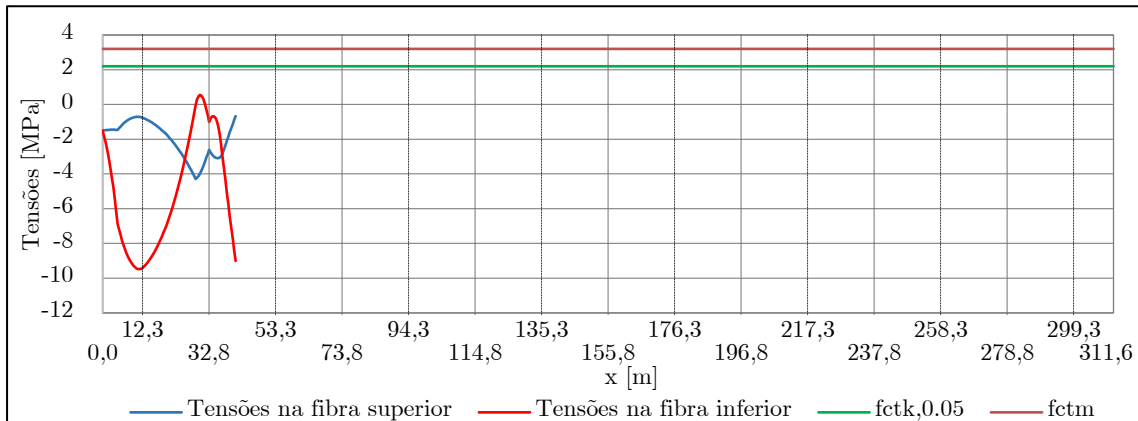


Figura 3.34 - Diagrama das tensões na fase 1

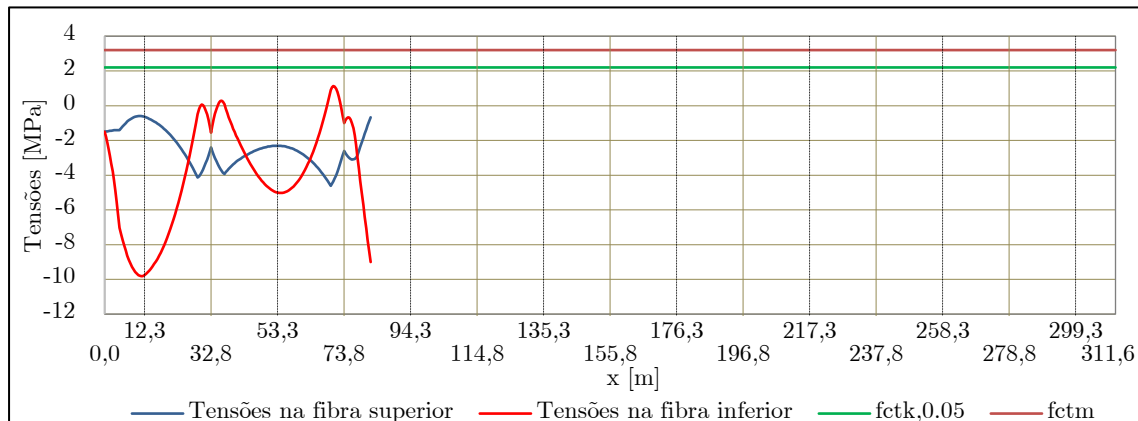
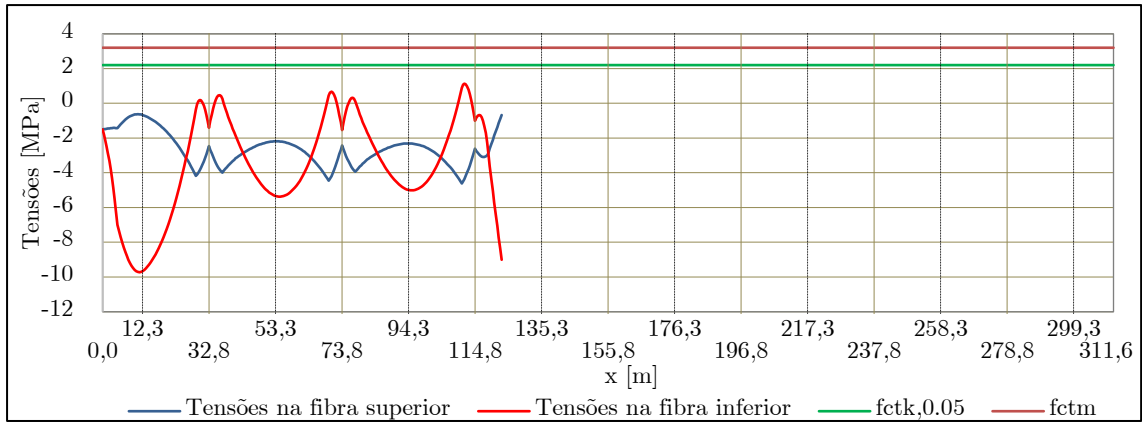
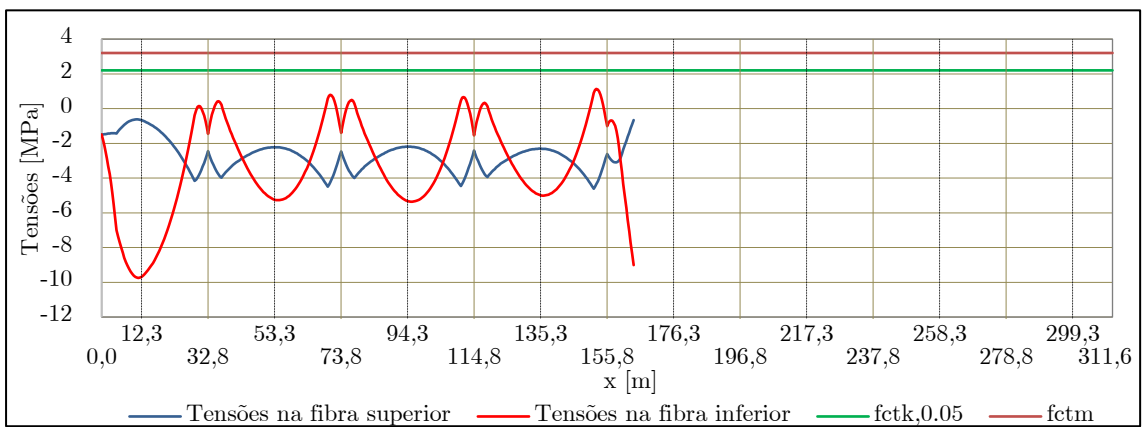


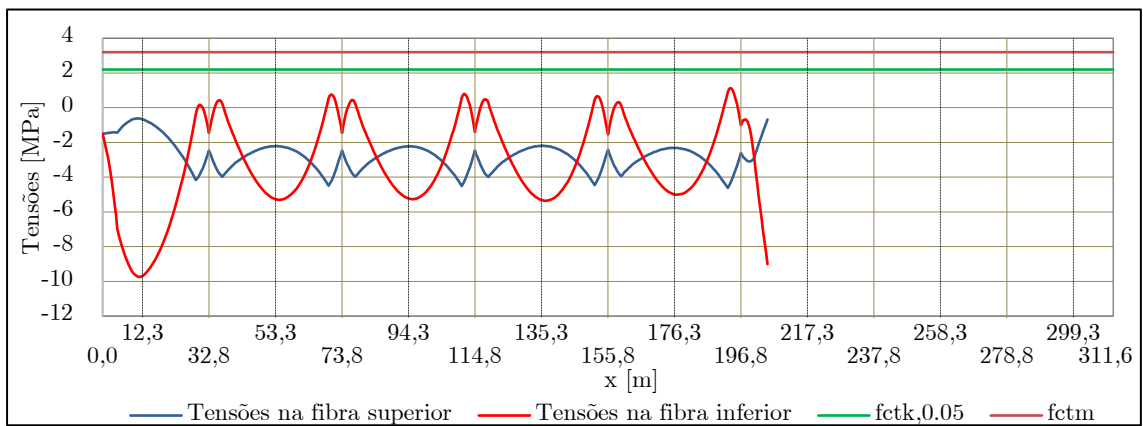
Figura 3.35 - Diagrama das tensões na fase 2



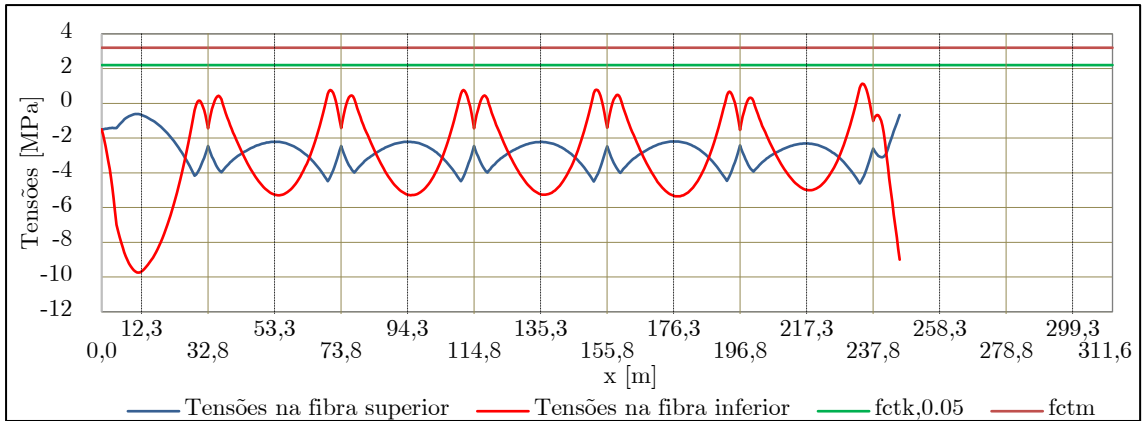
**Figura 3.36** - Diagrama das tensões na fase 3



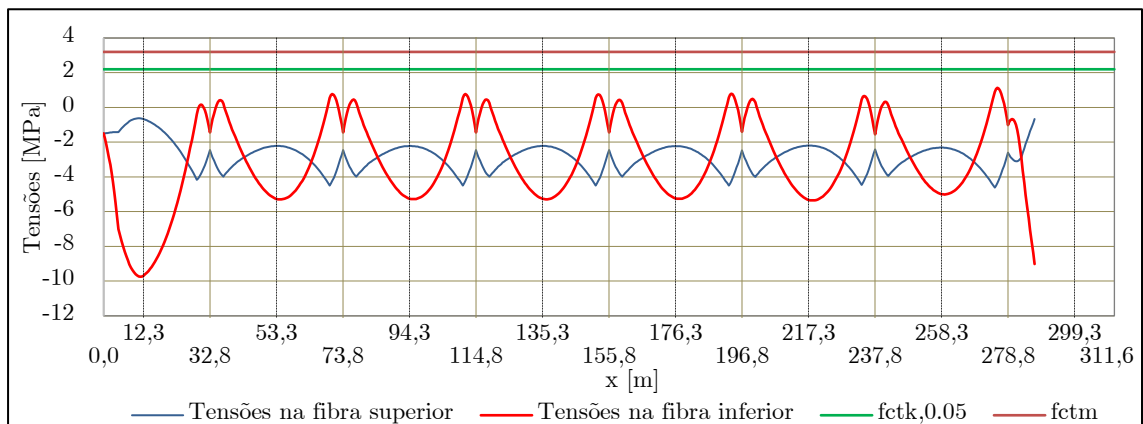
**Figura 3.37** - Diagrama das tensões na fase 4



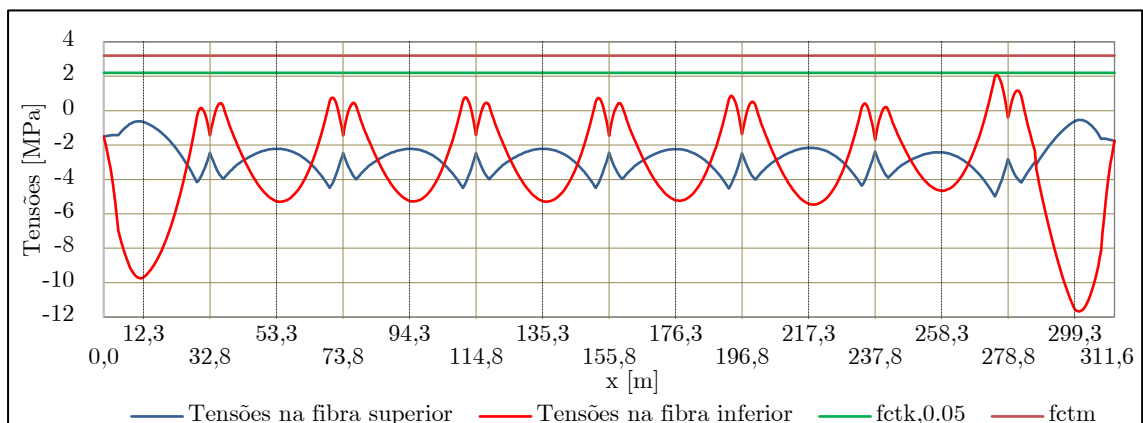
**Figura 3.38** - Diagrama das tensões na fase 5



**Figura 3.39** - Diagrama das tensões na fase 6



**Figura 3.40** - Diagrama das tensões na fase 7



**Figura 3.41** - Diagrama das tensões na fase 8

Sobre os apoios encontram-se umas trações nas fibras inferiores. Estas trações devem-se ao facto da existência de excesso de pré-esforço numa fase prematura.

Os valores detalhados para a verificação ao estado limite de descompressão nas várias fases construtivas encontram-se mais detalhadamente no Anexo D.

Para os estudos no início de exploração e a longo prazo, as tensões nas fibras são materializadas do seguinte modo:

- **Tensões nas fibras inferiores ( $\sigma_{inf}$ ):**

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{Eqp}}{I_c} \cdot v_{inf} + \frac{P \cdot e}{I_c} v_{inf} - \frac{P}{A_c} + \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v_{inf} \quad (3.35)$$

- **Tensões nas fibras superiores ( $\sigma_{sup}$ ):**

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{Eqp}}{I_c} \cdot v_{sup} - \frac{P \cdot e}{I_c} v_{sup} - \frac{P}{A_c} - \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v_{sup} \quad (3.36)$$

Por fim, apresentam-se as tensões no tabuleiro no início de exploração (Figura 3.42) e a longo prazo (Figura 3.43).

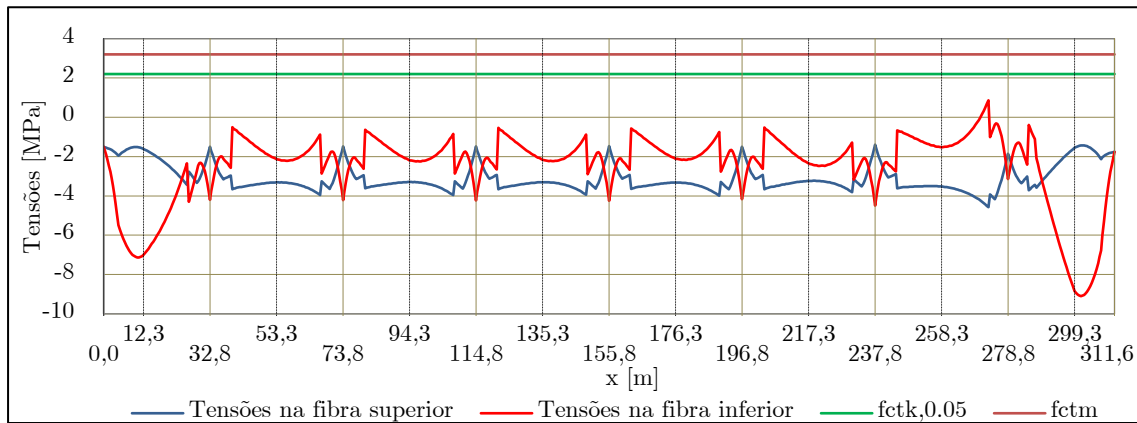


Figura 3.42 - Diagrama das tensões no tabuleiro no início de exploração

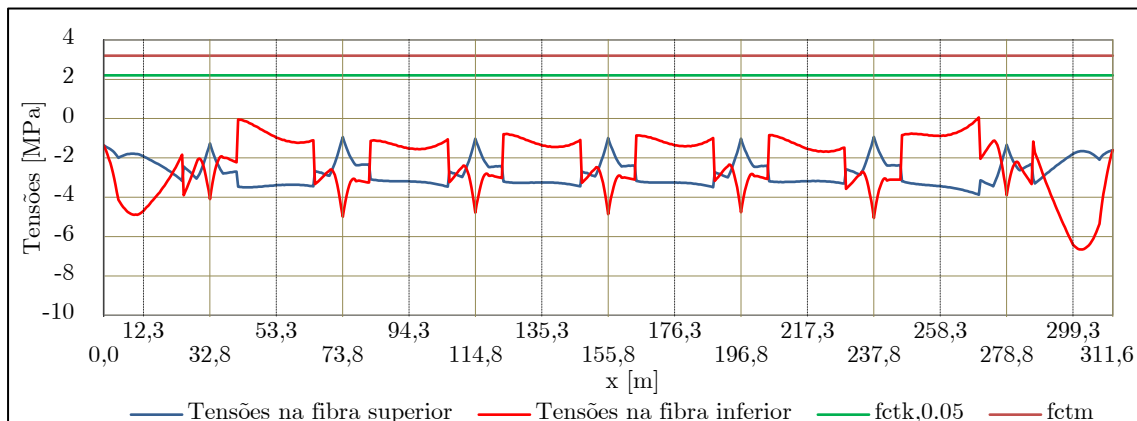


Figura 3.43 - Diagrama das tensões no tabuleiro a longo prazo

No início de exploração, existe um pico no valor das tensões na fibra inferior, em que o seu valor situa-se perto de 1,00 MPa. Contudo, tratando-se de uma tensão relativamente baixa (bastante inferior a  $f_{ctm}$ ) e localizada numa fibra muito afastada do cabo (fibra inferior), considera-se satisfeita a segurança. Além disso esta tensão irá desaparecer com o tempo.

A longo prazo, o tabuleiro encontra-se todo à compressão, apesar de haver dois pontos localizados junto aos pilares, em que o valor das tensões na fibra inferior toma o valor de zero.

Para concluir, examinando os dois diagramas anteriores, pode constatar-se que a segurança ao estado limite de descompressão é verificada, tanto no início de exploração, bem como a longo prazo.

Os valores detalhados para a verificação ao estado limite de descompressão, no início da exploração e a longo prazo encontram-se mais detalhadamente no Anexo E.

### 3.6.3.2 Estado limite de largura de fendas

Atendendo o Artigo 70.º do REBAPE, que menciona “...no caso de elementos de betão pré-esforçado, a verificação da segurança em relação ao estado limite de largura de fendas fica em geral satisfeita se o valor da tensão de tração na fibra extrema da secção não exceder o valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples...”. Será efetuada a verificação utilizando a combinação frequente de ações.

As tensões nas fibras superiores e nas fibras inferiores são respetivamente dadas pela expressão:

$$\sigma = \pm \frac{M_{Efreq}}{I_c} \cdot v \pm \frac{P \cdot e}{I_c} v - \frac{P}{A_c} \pm \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v \quad (3.37)$$

Sendo,

$M_{Efreq}$  - Momento fletor frequente, em  $[kNm]$ .

Os momentos fletores frequentes calculam-se com base na expressão:

$$M_{Efreq} = M_{PP} + M_{RCP} + \psi_{1,SC} \cdot M_{SC} + \psi_{2,VDT} \cdot M_{VDT} \quad (3.38)$$

Com  $\psi_{1,SC} = 0,40$  e  $\psi_{2,VDT} = 0,30$ .

A combinação de valores adotados para a sobrecarga e para a variação diferencial de temperatura, foram tratados da mesma forma como foram no cálculo do momento quase-permanente.

Com base na expressão (3.38), obteve-se o seguinte diagrama dos momentos fletores para a combinação frequente de ações (ver Figura 3.44).

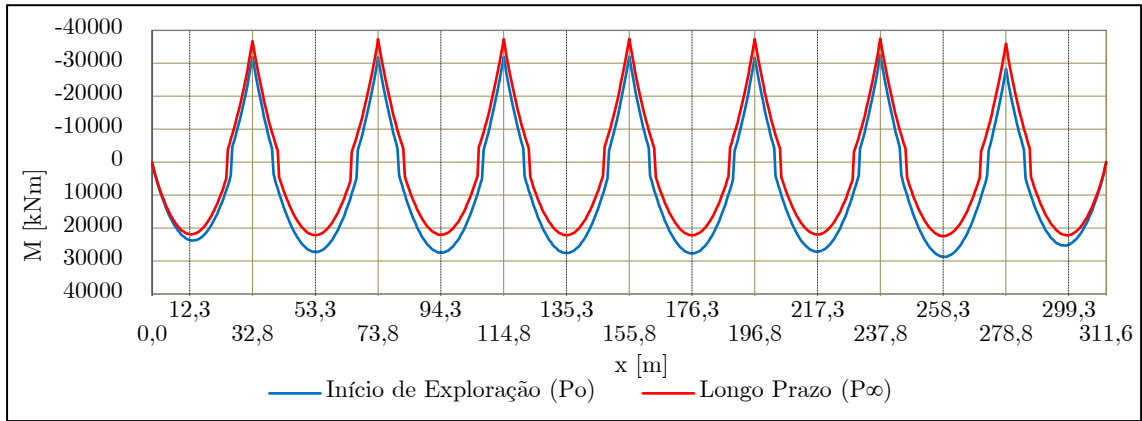


Figura 3.44 - Diagrama do momento fletor para a combinação frequente de ações

As secções que merecem especial atenção são particularmente as do meio vão e nos apoios, mais concretamente, nos pilares.

Particularizando a expressão (3.37), tem-se a expressão para as tensões nas fibras inferiores e nas fibras superiores.

- **Tensões nas fibras inferiores ( $\sigma_{inf}$ ):**

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{Efreq}}{I_c} \cdot v_{inf} + \frac{P \cdot e}{I_c} v_{inf} - \frac{P}{A_c} + \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v_{inf} \quad (3.39)$$

- **Tensões nas fibras superiores ( $\sigma_{sup}$ ):**

$$\sigma_{sup} = -\frac{M_{Efreq}}{I_c} \cdot v_{sup} - \frac{P \cdot e}{I_c} v_{sup} - \frac{P}{A_c} - \frac{M_{PE,Hip}}{I_c} \cdot v_{sup} \quad (3.40)$$

Por fim, apresentam-se as tensões no tabuleiro no início de exploração (Figura 3.45) e a longo prazo (Figura 3.46).

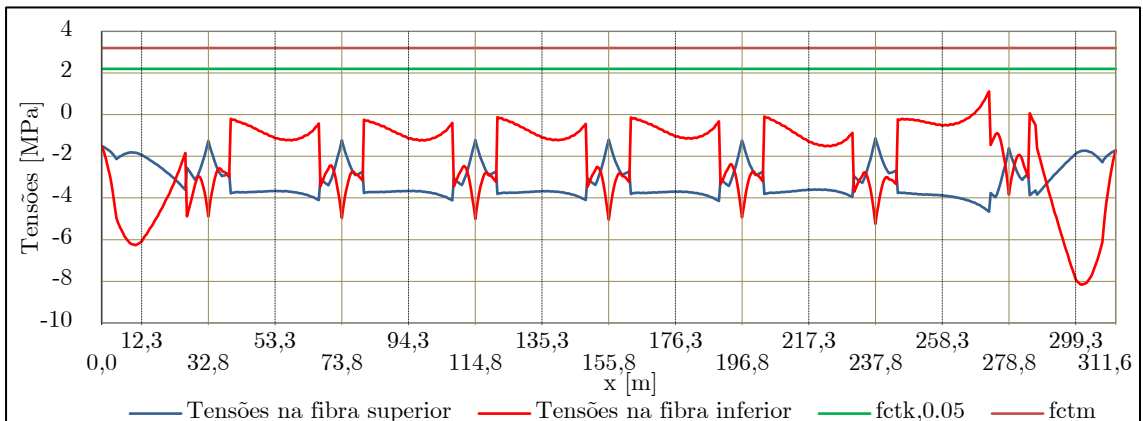


Figura 3.45 - Diagrama das tensões no tabuleiro no início de exploração

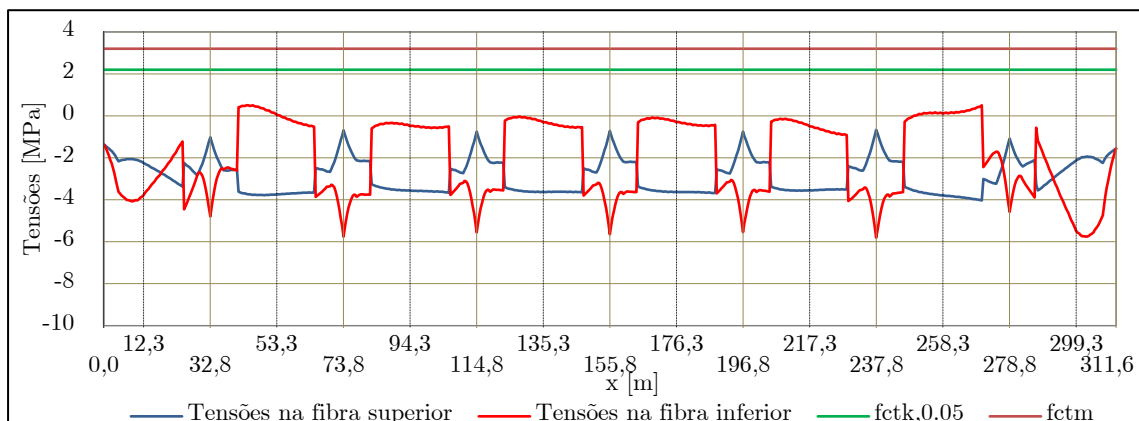


Figura 3.46 - Diagrama das tensões no tabuleiro a longo prazo

A segurança é satisfeita, pois não existem valores de tração superiores ao valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples ( $f_{ctm}$ ).

Os valores detalhados para a verificação ao estado limite de largura de fendas, no início da exploração e a longo prazo encontram-se mais detalhadamente no Anexo F.

### 3.6.3.3 Estado limite de deformação

Atendendo o Artigo 72.º do REBAPE, o qual indica que para que seja satisfeita a verificação ao estado limite de deformação, a flecha a meio vão não deve ultrapassar 1/400 do vão. Será efetuada a verificação utilizando a combinação frequente de ações.

A partir do modelo de cálculo realizado no programa de cálculo automático *SAP2000*, visualizou-se os valores dos deslocamentos máximos nas secções do meio vão, conferindo que os maiores valores localizam-se no segundo vão e no sétimo vão, valores esses que serão apresentados de seguida.

Foram tidos em conta, precisamente os mesmos esforços que foram contabilizados nos últimos dois estados limites de utilização.

O deslocamento vertical máximo é dado pela fórmula:

$$\delta_{V,\max}^- = \left[ \delta_{V,PP} + \delta_{V,PE} + \delta_{V,RCP} \right] \cdot \left[ 1 + \varphi(t, t_0) \right] + \psi_{1,SC} \cdot \delta_{V,SC}^- + \psi_{2,VDT} \cdot \delta_{V,VDT}^- \quad (3.41)$$

Com  $\psi_{1,SC} = 0,40$ ,  $\psi_{2,VDT} = 0,30$  e  $\varphi(t, t_0) = 2,453$ .

Em que

- $\delta_{V,PP}$  - Deslocamento vertical devido ao peso próprio;
- $\delta_{V,PE}$  - Deslocamento vertical devido ao pré-esforço;
- $\delta_{V,RCP}$  - Deslocamento vertical devido às restantes cargas permanentes;
- $\delta_{V,SC}^-$  - Deslocamento vertical negativo devido à sobrecarga;
- $\delta_{V,VDT}^-$  - Deslocamento vertical negativo devido à variação diferencial de temperatura.

Substituindo para os casos mais desfavoráveis indicados tem-se,

$$\begin{aligned}\delta_{V,\max}^- &= [(-10,832) + 11,253 + (-2,569)] \times [1 + 2,453] + 0,4 \times (-11,836) + 0,3 \times (-1,076) = \\ &= -12,474mm = 12,474mm(\downarrow)\end{aligned}$$

O deslocamento vertical máximo admissível calcula-se com base na expressão:

$$\delta_{V,adm} = \frac{L}{400} \quad (3.42)$$

Sendo  $L$  o comprimento do vão em estudo, no caso mede 41,000 metros, então, substituindo na expressão anterior tem-se,

$$\delta_{V,adm} = \left( \frac{41,000}{400} \right) \times 10^3 = 102,500mm$$

Satisfaz a segurança pois o valor do deslocamento vertical máximo é inferior ao admissível.

Os valores detalhados e, também para os outros vãos, para a verificação ao estado limite de deformação, encontram-se mais detalhadamente no Anexo G.

### 3.6.4 Estados limites últimos

Para a verificação aos estados limites últimos considerou-se as ações do peso próprio do tabuleiro, o pré-esforço, as restantes cargas permanentes, e a sobrecarga. O cálculo envolveu duas verificações, designadamente, o estado limite de flexão e de esforço transversal.

Será utilizada a combinação fundamental de ações.

#### 3.6.4.1 Estado limite de flexão

Verificação que consiste em satisfazer a condição: os momentos atuantes ou de cálculo menores que os momentos resistentes.

Existem duas secções condicionantes, em que será necessária realizar esta verificação, nomeadamente a meio vão e nos apoios ou pilares.

Será apresentada verificação para os dois casos mais desfavoráveis, em que na secção do meio vão localiza-se no sétimo tramo e na secção do apoio no pilar P6.

#### I. Momento atuante

O momento atuante é calculado através da expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_{PP} + \gamma_P \cdot M_{PE,Hip} + \gamma_G \cdot M_{RCP} + \gamma_Q \cdot M_{SC} \quad (3.43)$$

Neste cálculo apenas é contabilizada a parcela hiperestática do pré-esforço, pois a parcela isostática entra indiretamente no cálculo do momento resistente. Relativamente à variação diferencial de temperatura, os seus efeitos não foram considerados em estado limite último por serem reduzidos (EC2, cl.2.3.1.2).

- **Secção do vão:**

$$M_{Ed} = 1,35 \times 19563,585 + 1,20 \times 11625,988 + 1,50 \times 2775,086 + 1,50 \times 11015,196 = 61047,449kNm$$

- **Secção do apoio:**

$$M_{Ed} = 1,35 \times (-20530,474) + 1,0 \times 11516,466 + 1,5 \times (-6158,818) + 1,5 \times (-13000,507) = -44938,662kNm$$

## II. Momento resistente

Os momentos resistentes são determinados a partir do equilíbrio de momentos originados pela força de compressão do betão ( $F_c$ ), força de tração nas armaduras ordinárias ( $F_s$ ) e a força de pré-esforço ( $F_p$ ).

Inicialmente determinaram-se as armaduras mínimas longitudinais ( $A_{s,min}$ ), dada pela expressão abaixo:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b_t \cdot d \quad (3.44)$$

Em que,

$b_t$  - Largura da alma, em [m];

$d = d_s$  - Altura da secção para as armaduras ordinárias calculada com base na expressão,

$$d_s = h_{alma} - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) \quad (3.45)$$

A altura da secção na posição da alma é exposta por  $h_{alma}$ , o recobrimento por  $rec$ , com uma espessura de 0,04 metros e,  $\varnothing_{adot}$  refere-se ao diâmetro da armadura adotada, onde se considerou o diâmetro de 25 milímetros (ver Figura 3.47). Assim, tem-se a altura útil da secção para as armaduras ordinárias:

$$d_s = h_{alma} - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 2,60 - 0,04 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,548m$$

Deste modo, têm-se as seguintes armaduras ordinárias de flexão:

- **Secção do vão:**

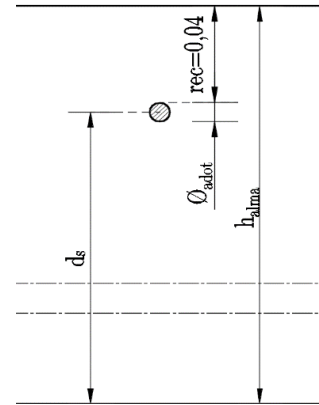
- Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b_t \cdot d = \left[ 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 0,60 \times 2,548 \right] \times 10^4 = 25,44cm^2$$

- Armadura adotada:

$$A_s = 6\varnothing25 \quad (29,46cm^2)$$

Para as duas almas adotou-se:  $A_s = 29,46 \times 2 = 58,92cm^2$



**Figura 3.47** - Pormenor da distância  $d_s$

- **Secção do apoio:**

- Armadura mínima:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \cdot b_t \cdot d = \left[ 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1,20 \times 2,548 \right] \times 10^4 = 50,88 \text{cm}^2$$

- Armadura adotada:

$$A_s = 11\text{Ø}25 \text{ (}54,01\text{cm}^2\text{)}$$

Para as duas almas adotou-se:  $A_s = 54,01 \times 2 = 108,02\text{cm}^2$

O equilíbrio de forças é estabelecido pela seguinte expressão:

$$F_c = F_s + F_p \quad (3.46)$$

Por sua vez, a força de compressão do betão é dada pela expressão:

$$F_c = f_{cd} \cdot b \cdot y \quad (3.47)$$

Acolhendo a hipótese de que as armaduras estão em cedência, as forças de equilíbrio e a posição da linha neutra, para as duas secções, são determinadas da seguinte maneira.

- **Secção do vão:**

- Forças:

$$F_s = f_{syd} \cdot A_s = 434,78 \times 58,92 \times 10^{-1} = 2561,739 \text{kN}$$

$$F_p = f_{pyd} \cdot A_p = 1400 \times 186 \times 10^{-1} = 26040 \text{kN}$$

- Posição da linha neutra (admitindo a hipótese que está no banzo):

$$\begin{aligned} F_c = F_s + F_p &\Leftrightarrow f_{cd} \cdot b \cdot y = F_s + F_p \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow 23,33 \times 10^3 \times 14,20 \times y = 2561,739 + 26040 \Leftrightarrow y = 0,086 \text{m} \\ x = \frac{y}{0,80} &= \frac{0,086}{0,80} = 0,108 \text{m} \end{aligned}$$

Como  $x = 0,108 \text{m} < e_2 = 0,35 \text{m}$ , a linha neutra localiza-se no banzo.

De modo que  $x$  é a posição da linha neutra e  $e_2$  refere-se à espessura do tabuleiro junto à alma.

- **Secção do apoio:**

- Forças:

$$F_s = f_{syd} \cdot A_s = 434,78 \times 108,02 \times 10^{-1} = 4696,522 \text{kN}$$

$$F_p = f_{pyd} \cdot A_p = 1400 \times 186 \times 10^{-1} = 26040 \text{kN}$$

- Posição da linha neutra (admitindo a hipótese que está na alma):

$$\begin{aligned} F_c = F_s + F_p &\Leftrightarrow f_{cd} \cdot b \cdot y = F_s + F_p \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow 23,33 \times 10^3 \times 2,40 \times y = 4696,522 + 26040 \Leftrightarrow y = 0,549 \text{m} \\ x = \frac{y}{0,80} &= \frac{0,549}{0,80} = 0,686 \text{m} \end{aligned}$$

Como  $x = 0,686 \text{m} < h_{\text{alma}} - e_2 = 2,60 - 0,35 = 2,25 \text{m}$ , a linha neutra localiza-se na alma.

Neste momento, é necessário conceber a verificação relativamente à hipótese considerada de que as armaduras se encontram em cedência.

A altura útil da secção para as armaduras de pré-esforço é dada por:

- **Secção do vão:**

$$d_p = h_{alma} - rec_{inf} = 2,600 - 0,300 = 2,300m$$

- **Secção do apoio:**

$$d_p = h_{alma} - rec_{sup} = 2,600 - 0,180 = 2,420m$$

Em que  $rec_{inf}$  e  $rec_{sup}$  são os valores do recobrimento inferior e superior respetivamente do aço de pré-esforço.

A verificação da hipótese das armaduras estarem em cedência:

- **Secção do vão:**

- Armaduras ordinárias:

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,548 - 0,108}{0,108} \times 3,500 = 79,148\%$$

Como  $\varepsilon_s = 79,148\% > \varepsilon_{syd} = 2,174\%$ , a hipótese de armaduras ordinárias em cedência é verificada.

- Armaduras de pré-esforço:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,300 - 0,108}{0,108} \times 3,500 = 71,103\%$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{psc} + \Delta\varepsilon_p = 5,000 + 71,103 = 76,103\%$$

Como  $\varepsilon_p = 76,103\% > \varepsilon_{pyd} = 7,200\%$ , a hipótese de armaduras de pré-esforço em cedência é verificada.

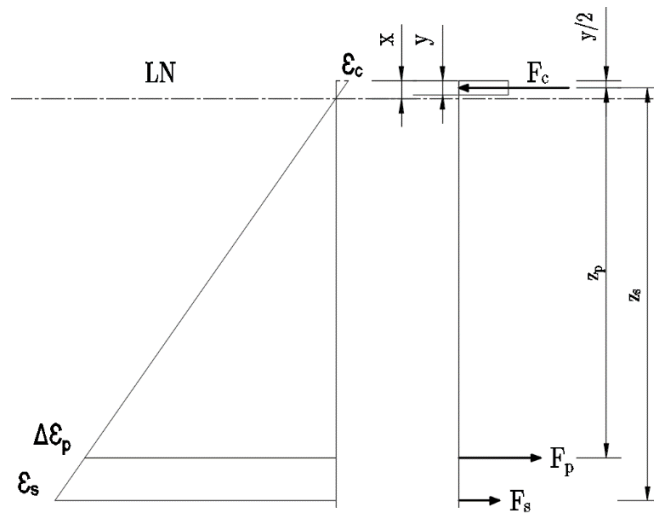


Figura 3.48 - Diagramas de extensões e forças nas armaduras e no betão na secção do vão

- **Secção do apoio:**

- Armaduras ordinárias:

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,548 - 0,686}{0,686} \times 3,500 = 9,498\%$$

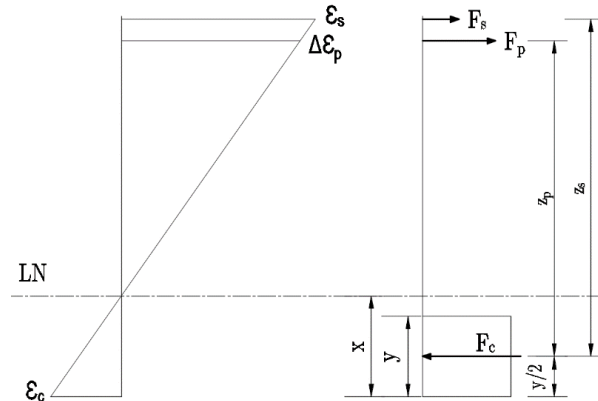
Como  $\varepsilon_s = 9,498\% > \varepsilon_{syd} = 2,174\%$ , a hipótese de armaduras ordinárias em cedência é verificada.

- Armaduras de pré-esforço:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{d_p - x}{x} \cdot \varepsilon_c = \frac{2,420 - 0,686}{0,686} \times 3,500 = 8,845\%$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pco} + \Delta\varepsilon_p = 5,000 + 8,845 = 13,845\%$$

Como  $\varepsilon_p = 13,845\% > \varepsilon_{pyd} = 7,200\%$ , a hipótese de armaduras de pré-esforço em cedência é verificada.



**Figura 3.49** - Diagramas de extensões e forças nas armaduras e no betão na secção do apoio

Visto que a hipótese de armaduras em cedência foram bem consideradas, as forças calculadas anteriormente encontram-se corretas.

O cálculo do momento resistente consiste na seguinte fórmula geral, utilizando as armaduras ordinárias e as de pré-esforço:

$$M_{Rd} = F_s \cdot z_s + F_p \cdot z_p \quad (3.48)$$

- **Secção do vão:**

- Armaduras ordinárias:

$$z_s = d_s - \frac{y}{2} = 2,548 - \frac{0,086}{2} = 2,505m$$

- Armaduras de pré-esforço:

$$z_p = d_p - \frac{y}{2} = 2,300 - \frac{0,086}{2} = 2,257m$$

Deste modo, tem-se o momento resistente de,

$$M_{Rd} = 2561,739 \times 2,505 + 26040,000 \times 2,257 = 65184,815kNm / m$$

- **Secção do apoio:**

- Armaduras ordinárias:

$$z_s = d_s - \frac{y}{2} = 2,548 - \frac{0,549}{2} = 2,274m$$

- Armaduras de pré-esforço:

$$z_p = d_p - \frac{y}{2} = 2,420 - \frac{0,549}{2} = 2,146m$$

Deste modo, tem-se o momento resistente de:

$$M_{Rd} = 4696,522 \times 2,274 + 26040,000 \times 2,146 = 66548,414kNm / m$$

Para uma melhor visualização de todas as dimensões que foram consideradas no cálculo do momento resistente, apresenta-se de seguida a Figura 3.50, com as duas secções estudadas.

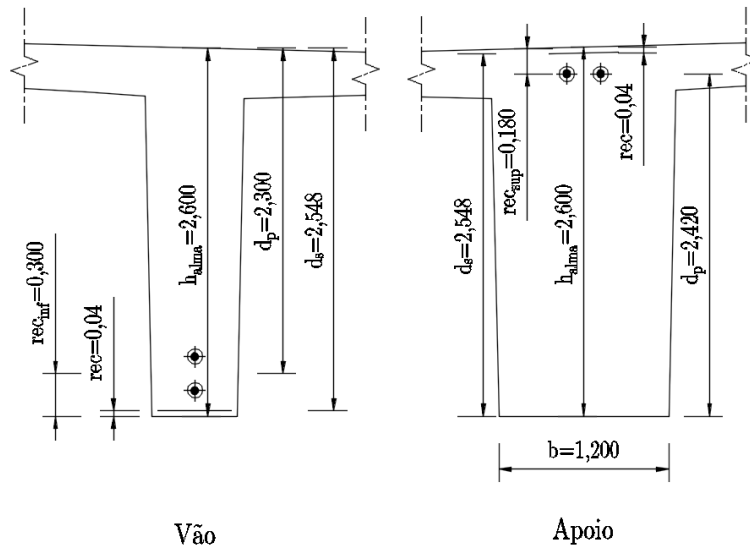


Figura 3.50 - Dimensões consideradas nas duas secções (vão e apoio)

### III. Verificação da segurança à flexão

Por forma a validar a verificação da segurança à flexão, os momentos atuantes têm de ser inferiores aos momentos resistentes.

Secção do vão:  $M_{Ed} = 61047,449 < M_{Rd} = 65184,815$ , Verifica a segurança

Secção do apoio:  $M_{Ed} = |-44938,662| < M_{Rd} = 66548,414$ , Verifica a segurança

Os valores detalhados e para as outras secções do vão e do apoio, para a verificação ao estado limite de flexão, encontram-se mais detalhadamente no Anexo H.

#### 3.6.4.2 Estado limite de esforço transverso

Verificação que consiste em satisfazer a condição: os esforços atuantes ou de cálculo menores que os esforços resistentes.

Existem duas secções condicionantes, em que será necessária realizar esta verificação, nomeadamente a secção imediatamente à esquerda e à direita dos apoios.

Será apresentada verificação para o caso mais desfavorável, localizado imediatamente à esquerda do pilar P6, que no caso é igual à situada imediatamente direita do mesmo pilar.

Nos cálculos admitiu-se como ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal com o eixo longitudinal da secção do tabuleiro  $\alpha=90^\circ$  e como ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do tabuleiro  $\theta=30^\circ$ .

Segundo o EC2, o esforço transversal é calculado a uma distância do apoio igual à altura útil da secção para as armaduras ordinárias, expressa da seguinte maneira:

$$d_s = h_{alma} - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) \quad (3.49)$$

Assim tem-se:

$$d_s = 2,600 - 0,040 - \left( \frac{12 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,554m$$

Será utilizada a combinação fundamental de ações.

### I. Esforço transversal atuante

O esforço transversal atuante é calculado através da expressão:

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

Substituindo tem-se:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 1,35 \times (-3273,574) + 1,00 \times 2611,526 + 1,50 \times (-760,187) + 1,50 \times (-1753,598) = \\ &= -5578,476kN \end{aligned}$$

Viso que o efeito da ação devido ao pré-esforço provoca um esforço transversal negativo no caso em questão, terá de ser afetado por um coeficiente favorável, contrariamente às restantes ações.

### II. Esforço transversal resistente

Por forma a efetuar o cálculo do esforço transversal resistente é necessário realizar algumas fases, iniciando pelo cálculo da armadura mínima transversal, expressa do seguinte modo:

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

Antes é essencial determinar a espessura nominal das almas, pela expressão:

$$b_{w,nom,pilar} = \begin{cases} b_{w,pilar}; & \text{se } \varnothing_b \leq \frac{b_{w,pilar}}{8} \\ b_{w,pilar} - 0,5 \cdot \sum \varnothing_b \end{cases} \quad (3.52)$$

Em que,

$b_{w,pilar}$  - Espessura das duas almas nos apoios em pilares, em [m];

$\varnothing_b$  - Diâmetro exterior da bainha do cabo de pré-esforço, em [mm];

$$b_{w,pilar} = 2 \times 1,200 = 2,400m .$$

Admitiu-se  $\varnothing_b = 130mm$  .

A partir da expressão (3.52), como  $\varnothing_b \leq b_{w,pilar} / 8 \Leftrightarrow 2 \times 0,13 = 0,26m < 2,40 / 8 = 0,300m$

Resulta  $b_{w,nom,pilar} = b_{w,pilar} = 2,400m$  .

Assim, substituindo os valores na expressão (3.51), tem-se uma armadura mínima de esforço transverso de:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \left[ \frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} \times 2,400 \times \text{sen}(90) \right] \times 10^4 = 22,718 \text{ cm}^2 / m$$

De seguida será calculada a armadura de cálculo com a contribuição esforço transverso atuante, expressa pela expressão:

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

Em que,  $z$  é dado pela expressão  $z = 0,9 \cdot d_s$ , de forma que  $z = 0,9 \times 2,554 = 2,299m$ .

Substituindo os valores na expressão (3.53), tem-se uma armadura de cálculo de:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{cal}} = \frac{|-5578,476|}{2,299 \times 434,78 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 32,227 \text{ cm}^2 / m$$

Portanto, a armadura necessária é o máximo entre a armadura mínima e a armadura de cálculo:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{nec}} = \max \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} ; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{cal}} \right\} = 32,227 \text{ cm}^2 / m$$

Como cada alma tem 4 ramos, no total tem-se 8 ramos, assim:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{nec}} = \frac{32,227}{8} = 4,028 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo}$$

Então adotou-se  $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \emptyset 12 / 0,15$  ( $7,540 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo}$ )

Ou seja, para os 8 ramos, tem-se  $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 7,540 \times 8 = 60,320 \text{ cm}^2 / m$ .

O esforço transverso resistente é dado pelo valor mínimo entre o esforço transverso associado à cedência de estribos  $V_{Rd,s}$  e o esforço transverso associado ao esmagamento das bielas de betão  $V_{Rd,max}$ .

O esforço transverso associado à cedência de estribos é expressa pela seguinte fórmula:

$$V_{Rd,s} = f_{syd} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot \left[ \cot(\theta) + \cot(\alpha) \right] \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (3.54)$$

Substituindo tem-se:

$$V_{Rd,s} = 434,78 \times 60,320 \times 10^{-1} \times 2,299 \times \left[ \cot(30) + \cot(90) \right] \times \text{sen}(90) = 10441,371 \text{ kN}$$

O esforço transverso associado ao esmagamento das bielas de betão é expressa pela seguinte fórmula:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_{w,nom,pilar} \cdot z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (3.55)$$

Em que,

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

Substituindo tem-se:

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 0,516 \times 23,333 \times 10^3 \times 2,400 \times 2,299}{\cot(30) + \tan(30)} = 28760,853kN$$

Logo, o valor do esforço transversal é:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s}; V_{Rd,max} \} = 10441,371kN$$

### III. Verificação da segurança ao esforço transversal

Por forma a validar a verificação da segurança ao esforço transversal, o esforço transversal atuante tem de ser inferior ao esforço transversal resistente:

$$V_{Ed} = |-5578,476| < V_{Rd} = 10441,371, \text{ Verifica a segurança}$$

Os valores detalhados e para as outras secções do vão e do apoio, para a verificação ao estado limite de esforço transversal, encontram-se mais detalhadamente no Anexo I.

## 3.7 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO

A análise transversal do tabuleiro baseia-se no estudo de duas consolas, uma laje intermédia e a uma carlinga com base na combinação fundamental de ações.

A Figura 3.51 demonstra um corte transversal do tabuleiro, localizado a meio vão na direção longitudinal e, ainda a carlinga, que apenas está localizada nas secções de apoio, como os pilares e encontros.

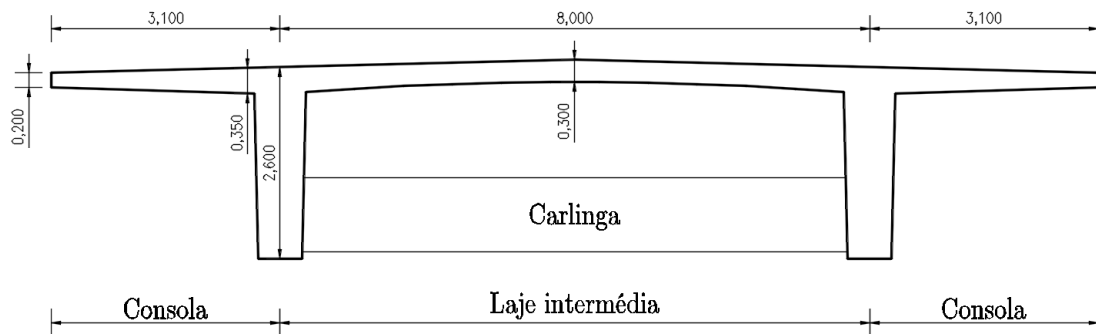


Figura 3.51 - Corte da secção transversal do tabuleiro na zona corrente

Como já foi mencionado na Figura 2.10, as consolas laterais e a laje intermédia foram modeladas num modelo de análise transversal, exceto a carlinga, pois esta será tratada de uma forma simplificada. As secções condicionantes para as verificações serão analisadas após a obtenção e análise dos resultados.

### 3.7.1 Ações transversais

As ações a ter em conta na direção transversal são o peso próprio, as restantes cargas permanentes, o veículo tipo, a sobrecarga uniforme do passeio e a sobrecarga concentrada do passeio.

#### I. Peso próprio (PP)

A ação do peso próprio corresponde ao peso da estrutura do modelo transversal.

Como o modelo tem espessuras variáveis, de uma forma simplificada, em cada elemento de área, da malha de elementos finitos, foi introduzido a respetiva espessura média, para as consolas laterais e para a laje intermédia. Nas almas foi considerado apenas a espessura média da sua totalidade para cada elemento de área.

#### II. Restantes cargas permanentes (RCP)

Com base nos elementos que compõem as restantes cargas permanentes, calculou-se uma carga equivalente em  $[kN/m^2]$ , de modo a facilitar a introdução no modelo, particularmente as cargas que correspondem ao passeio (ver Tabela 3.22).

O passeio e o tapete betuminoso têm uma extensão de 1,10 e 12,00 metros respetivamente. O tapete betuminoso corresponde à faixa de rodagem.

Tabela 3.22 - Cargas distribuídas equivalentes às restantes cargas permanentes

Elemento		Carga [kN/m]	Extensão [m]	Carga distribuída equivalente [kN/m <sup>2</sup> ]	
Passeio	Viga de bordadura	2,500	9,557	1,100	8,688
	Guarda-corpos	1,000			
	Enchimento dos passeios	2,232			
	Lancil	2,825			
	Guarda de segurança	1,000			
Tapete betuminoso		23,040	12,000	1,920	

No modelo, as restantes cargas permanentes, foram modeladas devido ao passeio e ao tapete betuminoso, com uma carga equivalente de  $8,688 \text{ kN/m}^2$  e de  $1,920 \text{ kN/m}^2$  respetivamente (ver Figura 3.52).

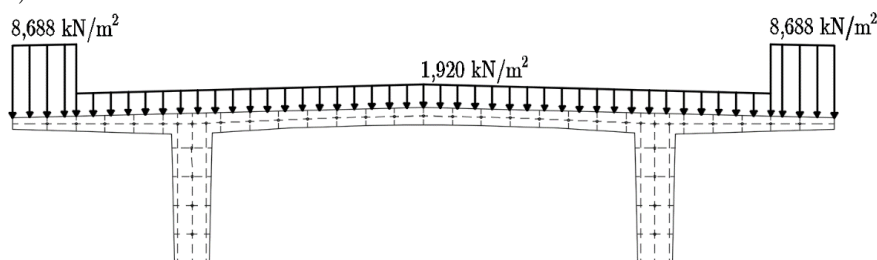


Figura 3.52 - Cargas devido às restantes cargas permanentes

### III. Sobrecarga no passeio

Inicialmente serão necessários realizar dois carregamentos distintos, simulando as sobrecargas nos passeios, sendo caracterizadas no primeiro caso como uma carga uniforme e no segundo como uma carga concentrada, para posteriormente ser utilizado o carregamento que ofereça apenas os esforços mais desvantajosos para estudo em questão.

#### a) Sobrecarga uniforme no passeio (SCU passeio)

A carga a considerar para esta ação é de  $3,00 \text{ kN/m}^2$ , aplicada numa extensão de 1,10 metros correspondente à dimensão do passeio (ver Figura 3.53).

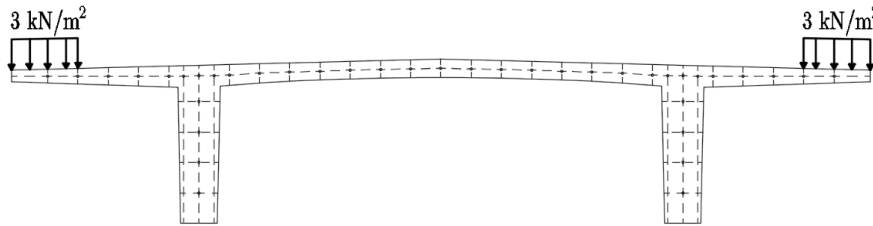


Figura 3.53 - Cargas devido à sobrecarga uniforme no passeio

#### b) Sobrecarga concentrada no passeio (SCC passeio)

A carga a considerar para esta ação toma o valor de  $20,00 \text{ kN/m}$ , sendo aplicada na extremidade da consola (ver Figura 3.54).

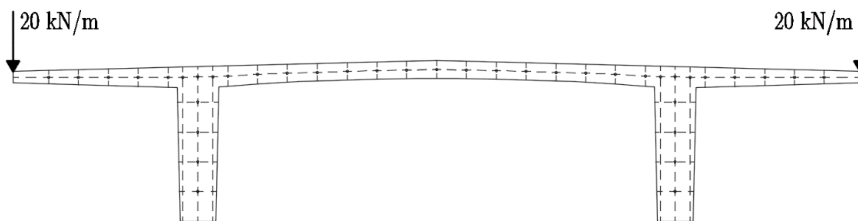


Figura 3.54 - Cargas devido à sobrecarga concentrada no passeio

### IV. Veículo tipo (VT)

Relativamente ao carregamento devido ao veículo tipo, este é analisado para três situações diferentes, relatando os possíveis casos mais adversos. Para as verificações aos estados limites, apenas serão utilizados um dos três casos, escolhendo-se somente o que proporcionar o esforço mais desfavorável, mediante o estudo em causa. De seguida apresentam-se os três casos possíveis; o veículo tipo junto ao passeio, o veículo tipo com uma roda centrada (ver Figura 3.55) e o veículo tipo centrado (ver Figura 3.56).

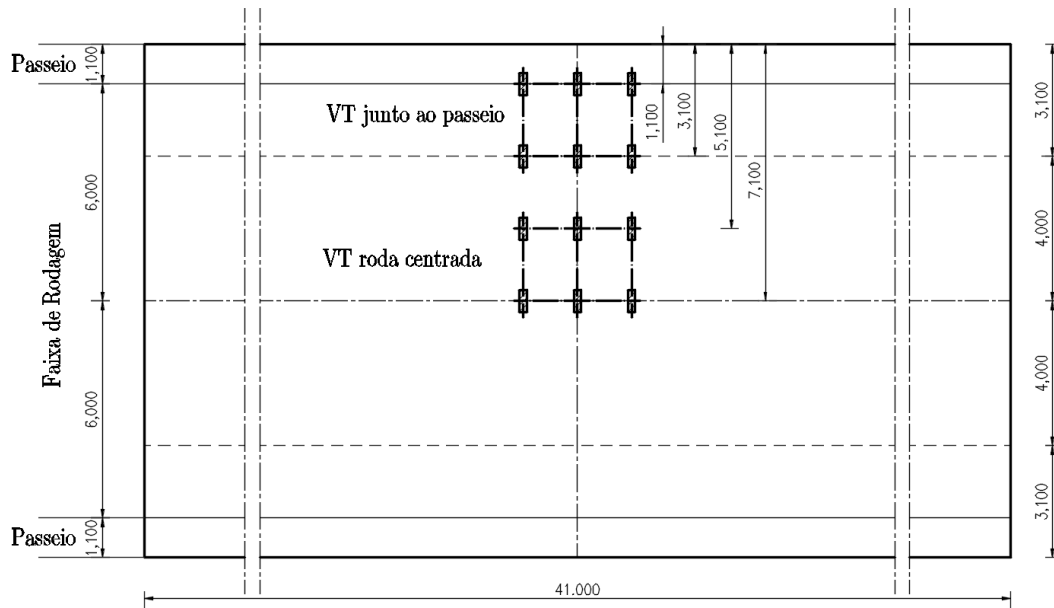


Figura 3.55 - Posição do VT junto ao passeio e do VT com uma roda centrada

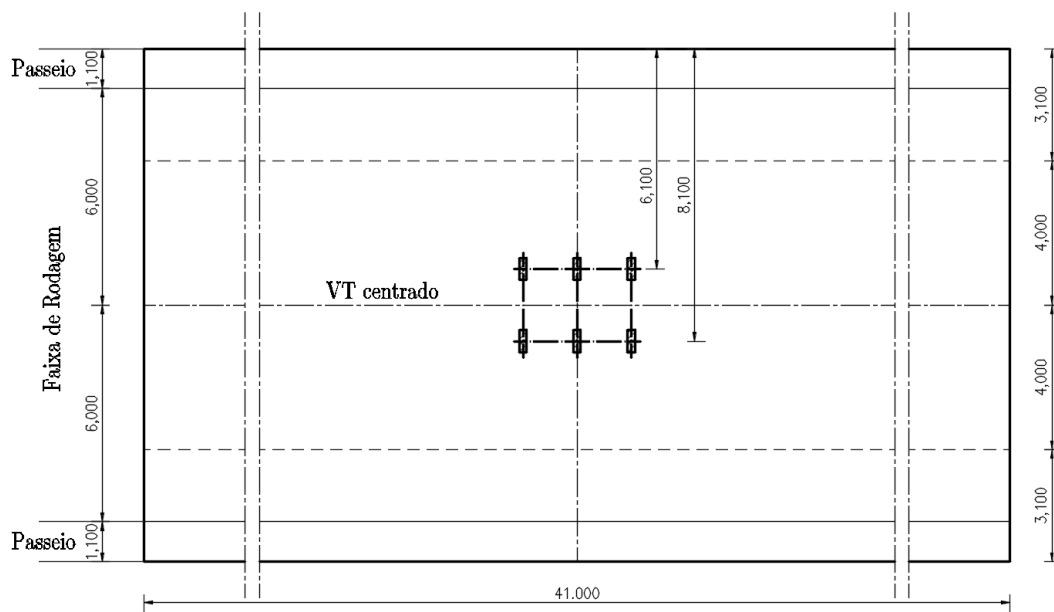


Figura 3.56 - Posição do VT centrado

### 3.7.2 Esforços transversais

Após a obtenção e análise dos resultados obtidos, a partir do modelo de análise transversal, efetuaram-se os seguintes diagramas de esforços devido às várias ações impostas à estrutura.

## I. Diagramas de Momentos Fletores e Esforço Transverso

### a) Peso Próprio

#### 1) Diagrama de Momentos Fletores

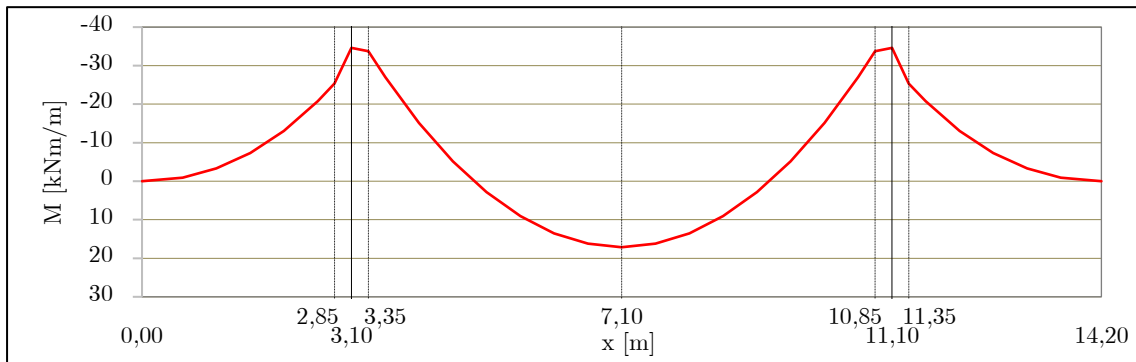


Figura 3.57 - Diagrama de momentos fletores para o peso próprio

#### 2) Diagrama de Esforço Transverso

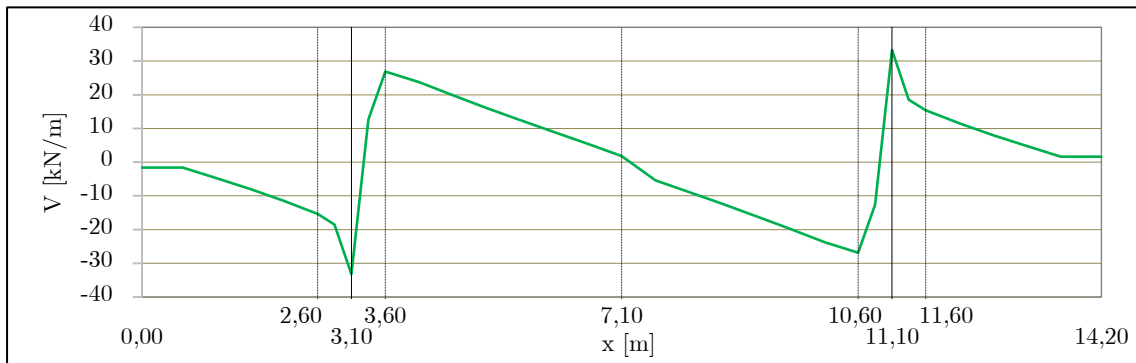


Figura 3.58 - Diagrama de esforço transverso para o peso próprio

### b) Restantes Cargas Permanentes

#### 1) Diagrama de Momentos Fletores

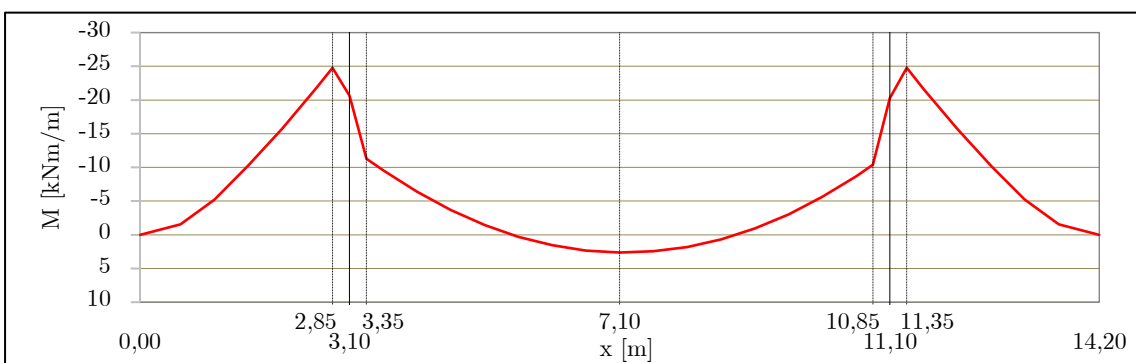


Figura 3.59 - Diagrama de momentos fletores para as restantes cargas permanentes

2) Diagrama de Esforço Transverso

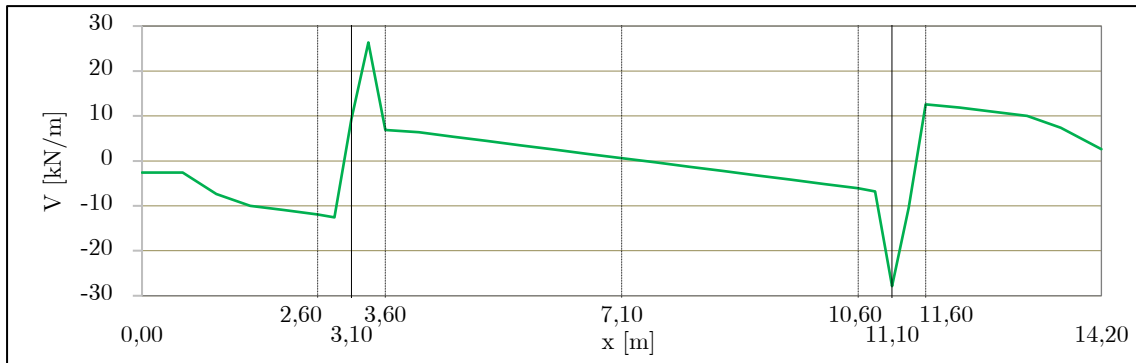


Figura 3.60 - Diagrama de esforço transverso para as restantes cargas permanentes

c) Sobrecargas nos passeios – Uniforme (SCU) e Concentrada (SCC)

1) Diagrama de Momentos Fletores

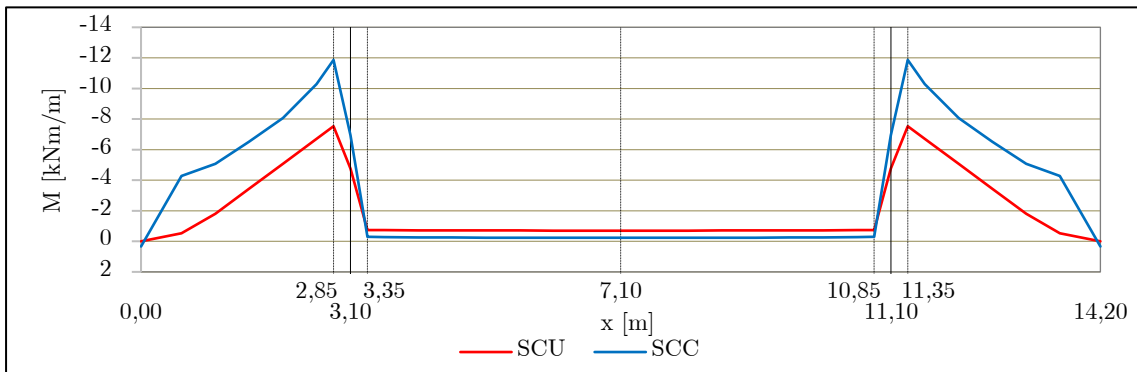


Figura 3.61 - Diagrama de momentos fletores para as sobrecargas nos passeios

2) Diagrama de Esforço Transverso

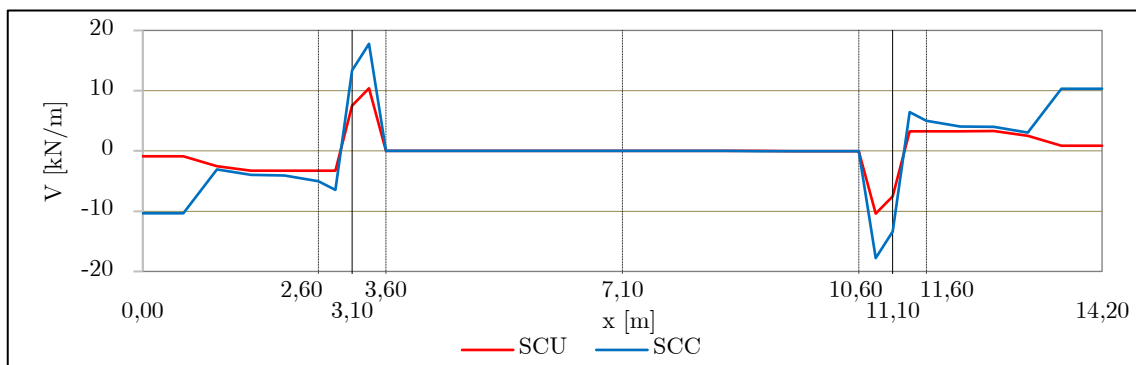


Figura 3.62 - Diagrama de esforço transverso para as sobrecargas nos passeios

d) **Veículo Tipo – Roda Centrada, Centrado e Junto ao Passeio**

1) *Diagrama de Momentos Fletores*

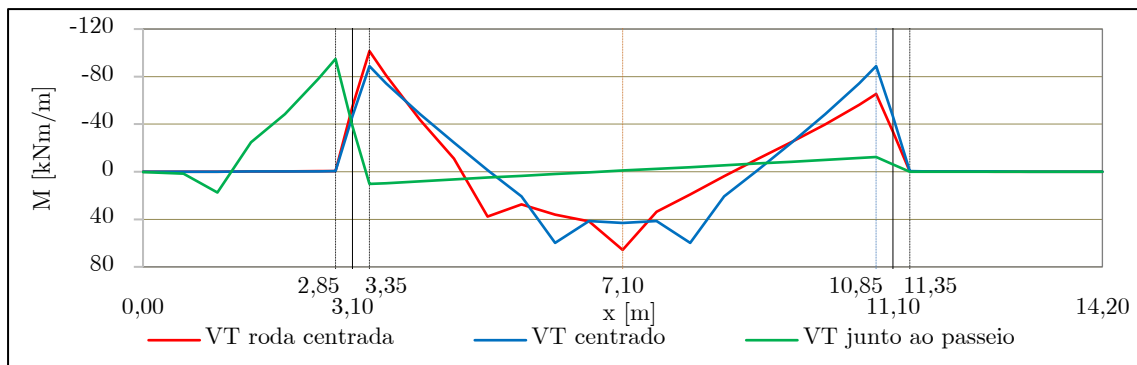


Figura 3.63 - Diagrama de momentos fletores para o veículo tipo

2) *Diagrama de Esforço Transverso*

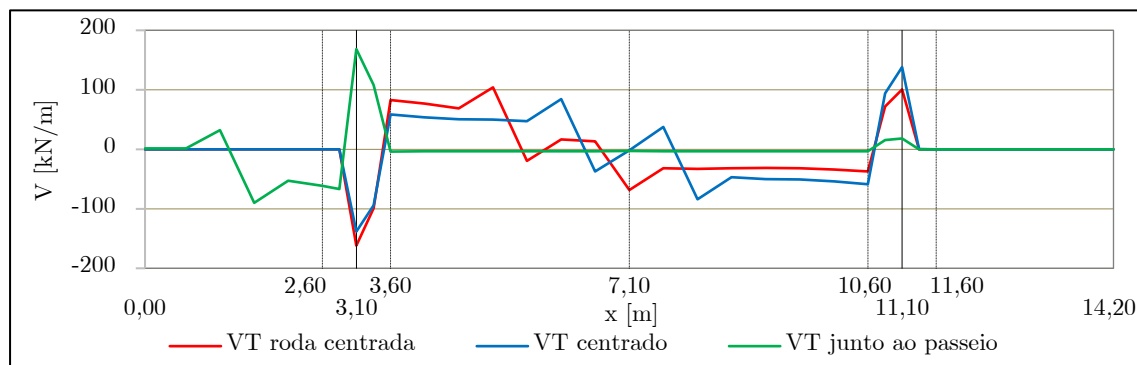


Figura 3.64 - Diagrama de esforço transverso para o veículo tipo

É notório que, em todos os diagramas existem picos que não correspondem à realidade, estas incongruências devem-se ao facto de no modelo de cálculo os elementos de área localizados à direita e à esquerda dos respetivos pontos 3,10 e 11,10 metros, até uma distância de 0,35 cm, terem sido aplicadas espessuras muito superiores, por forma a simularem o efeito da alma.

## II. Esforços nas seções condicionantes

A partir da análise realizada ao modelo, foi possível apresentar os esforços nas secções condicionantes, mencionadas anteriormente, apresentadas na Tabela 3.23.

Tabela 3.23 - Esforços da análise transversal do tabuleiro

Ação	Consola		Laje Intermédia	
	M [kNm/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	V [kN/m]
PP	-25,380	15,410	17,135	-26,870
RCP	-24,762	12,590	2,636	-6,100
SCU passeio	-7,528	3,270	-0,702	-0,018
SCC passeio	-11,865	5,010	-0,231	-0,033
VT junto ao passeio	-94,856	61,450	10,305	-3,580
VT centrado	-0,483	0,190	59,822	-58,830
VT com uma roda centrada	-0,519	0,200	65,737	-82,950

Verificou-se que as secções condicionantes para as consolas laterais e para a laje intermédia são:

- **Consolas laterais:**
  - ELU de flexão: Secção do lado exterior junto à alma, ou seja, no ponto localizado a 2,85 metros da extremidade;
  - ELU de esforço transversal: Secção do lado exterior junto à alma, mais concretamente, localizado a 2,60 metros da extremidade.
- **Laje intermédia:**
  - ELU de flexão: Secção de meio vão transversalmente, exceto no caso do carregamento devido ao veículo tipo centrado, localizando-se a 1,00 metro da secção de meio vão.
  - ELU de esforço transversal: Secção do lado interior junto à alma, mais concretamente, a 3,60 metros da extremidade da consola.

A Figura 3.65 demonstra com melhor precisão os pontos da malha em que foram retirados os valores dos esforços, mencionados anteriormente.

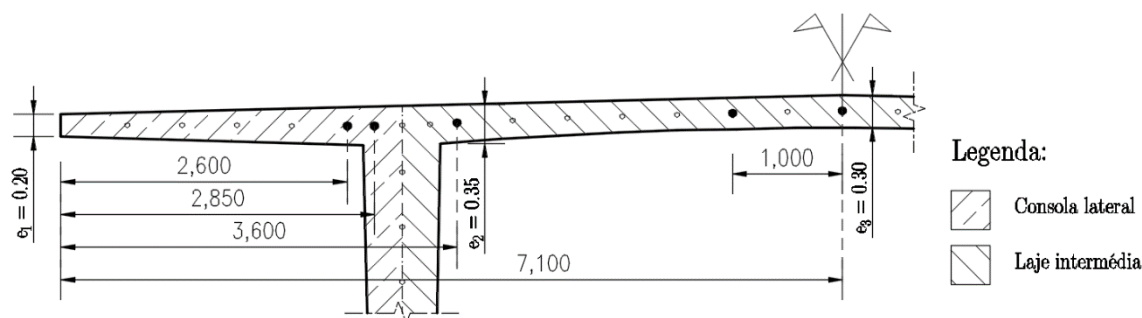


Figura 3.65 - Pormenor esquemático da localização dos esforços

### 3.7.3 Consolas laterais

Estes elementos estruturais são caracterizados por um vão de 3,10 metros e uma espessura que varia entre 0,20 metros ( $e_1=0,20m$ ) e 0,35 metros ( $e_2=0,35m$ ), na extremidade e na secção de encastramento, respetivamente. De seguida, irá proceder-se à realização das verificações aos estados limites últimos de flexão e de esforço transverso. Como já foi descrito anteriormente, será utilizada a combinação fundamental das ações.

#### 3.7.3.1 Estado limite de flexão

Analisando os esforços obtidos, para a realização da verificação deste estado limite serão utilizados esforços devido ao peso próprio, às restantes cargas permanentes, ao veículo tipo junto ao passeio e à sobrecarga concentrada no passeio.

De seguida irão proceder-se aos cálculos da verificação.

##### I. Momento atuante

O cálculo do momento atuante é dado pela expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_{PP} + \gamma_G \cdot M_{RCP} + \gamma_Q \cdot \left[ M_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot M_{SCC,passeio} \right] \quad (3.56)$$

Em que

$M_{VT}$  - Momento fletor devido ao veículo tipo junto ao passeio;

$M_{SCC,passeio}$  - Momento fletor devido à carga concentrada no passeio, apresentando este um valor superior à da sobrecarga uniforme no passeio.

Na secção em questão, como todos os valores dos esforços são negativos, estes são afetados pelos respetivos coeficientes desfavoráveis, pois provocam esforço desfavorável. Substituindo tem-se:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 1,35 \times (-25,380) + 1,50 \times (-24,762) + 1,50 \times \left[ (-95,856) + 0,6 \times (-11,865) \right] \\ &= -224,370 \text{ kNm} / m \end{aligned}$$

##### II. Momento resistente

O cálculo do momento resistente será efetuado por meio de vários cálculos, iniciando pelo cálculo da altura útil ( $d$ ):

$$d = e_2 - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) \quad (3.57)$$

Em que  $e_2$  representa a espessura do tabuleiro na secção em causa,  $rec$  faz referência ao recobrimento, admitindo uma espessura de 0,04 metros e  $\varnothing_{adot}$  refere-se ao diâmetro da armadura adotada, onde se considerou o diâmetro de 16 milímetros. Assim, tem-se:

$$d = 0,35 - 0,04 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,302m$$

Deste modo, será efetuado o cálculo das armaduras ordinárias a utilizar calculando, o coeficiente  $\mu$  e a taxa mecânica  $\omega$  do seguinte modo:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-224,370|}{1,00 \times 0,302^2 \times 23,33 \times 10^3} = 0,105$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,105} = 0,112$$

Sendo assim, a área de armadura necessária é determinada com base na seguinte expressão:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,112 \times 1,00 \times 0,302 \times \left( \frac{23,33}{434,78} \right) \right] \times 10^4 = 18,098 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se  $A_s = \varnothing 16 / 0,10$  ( $20,100 \text{ cm}^2 / m$ )

### 3.7.3.2 Estado limite de esforço transverso

Analisando os esforços obtidos, para a realização da verificação deste estado limite serão contabilizados os esforços devido ao peso próprio, às restantes cargas permanentes, ao veículo tipo junto ao passeio e à sobrecarga concentrada no passeio.

De seguida irão proceder-se aos cálculos da verificação.

#### I. Esforço transverso atuante

O cálculo do esforço transverso atuante é dado pela expressão,

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot V_{PP} + \gamma_G \cdot V_{RCP} + \gamma_Q \cdot \left[ V_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot V_{SCC,passeio} \right] \quad (3.58)$$

Na secção em estudo, como todos os valores dos esforços são positivos, estes são afetados pelos respetivos coeficientes desfavoráveis, pois provocam esforço desfavorável. Substituindo tem-se:

$$V_{Ed} = 1,35 \times 15,410 + 1,50 \times 12,590 + 1,50 \times \left[ 61,450 + 0,6 \times 5,010 \right] = 136,373 \text{ kN} / m$$

É facto que os valores retirados para esta verificação, encontram-se localizados num ponto fora da alma, contudo, neste caso os valores podem ser retirados até uma distância  $d=0,302m$  desde a extremidade da alma, que no caso em questão encontram-se localizados a  $0,150m$  da extremidade (ver Figura 3.65), logo garante uma postura mais conservativa.

#### II. Esforço transverso resistente

O cálculo do esforço transverso resistente será efetuado segundo a cláusula 6.2.2 do EC2, que estabelece a seguinte fórmula geral:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.59)$$

Com um mínimo de

$$V_{Rd,c} = \left( v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (3.60)$$

Resolução da expressão (3.60):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \Rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{302}} = 1,814 < 2,0$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = \left(0,035 \times 1,814^{3/2} \times 35^{1/2}\right) \times 10^3 = 505,804 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

$\sigma_{cp} = 0$ , pois a consola não está sujeita a qualquer esforço axial;

$$V_{Rd,c} = \left(v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d = \left(505,804 + 0,15 \times 0\right) \times 1,000 \times 0,302 = 152,753 \text{ kN} / \text{m}$$

Resolução da expressão (3.59):

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{20,100 \times 10^{-4}}{1,000 \times 0,302} = 0,00666 < 0,02$$

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

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \\ &= \left[ 0,120 \times 1,814 \times \left(100 \times 0,00666 \times 35\right)^{1/3} + 0,15 \times 0 \right] \times 1,000 \times 0,302 \times 10^3 = 187,727 \text{ kN} / \text{m} \end{aligned}$$

### III. Verificação da segurança ao esforço transversal

Por forma a validar a verificação da segurança ao esforço transversal, o esforço transversal atuante têm de ser inferior ao resistente:

$$V_{Ed} = 136,373 < V_{Rd,c} = 187,727, \text{ Verifica a segurança}$$

## 3.7.4 Laje intermédia

Este elemento estrutural é caracterizado por um vão de 8,00 metros e uma espessura que varia entre 0,35 metros ( $e_2=0,35\text{m}$ ) e 0,30 metros ( $e_3=0,30\text{m}$ ), na secção de encastramento e a meio vão, respetivamente. De seguida irão proceder-se à realização das verificações aos estados limites últimos de flexão e de esforço transversal. Como já foi descrito anteriormente, será utilizada a combinação fundamental das ações.

### 3.7.4.1 Estado limite de flexão

Analisando os esforços obtidos, para a realização da verificação deste estado limite serão utilizados esforços devido ao peso próprio, às restantes cargas permanentes, ao veículo tipo com uma roda centrada e à sobrecarga concentrada no passeio.

Seguidamente irão proceder-se aos cálculos da verificação.

#### I. Momento atuante

O cálculo do momento atuante é dado pela expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_{PP} + \gamma_G \cdot M_{RCP} + \gamma_Q \cdot \left[ M_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot M_{SCC,passeio} \right] \quad (3.61)$$

Na secção em questão, como todos os valores dos esforços são positivos, estes são afetados pelos respetivos coeficientes desfavoráveis, pois provocam esforço desfavorável, exceto o valor do momento devido à sobrecarga concentrada no passeio, que ao ser negativo, trata-se de uma carga favorável e como tal é multiplicado pelo seu coeficiente favorável. Substituindo tem-se:

$$M_{Ed} = 1,35 \times 17,135 + 1,50 \times 2,636 + 1,50 \times 65,737 + 0,00 \times 0,6 \times (-0,231) = 125,691 \text{ kNm} / \text{m}$$

## II. Momento resistente

O cálculo do momento resistente será efetuado por meio de vários cálculos, iniciando pelo cálculo da altura útil.

$$d = e_3 - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) \quad (3.62)$$

Em que  $e_3$  representa a espessura do tabuleiro na secção em causa,  $rec$  faz referência ao recobrimento, admitindo uma espessura de 0,04 metros e  $\varnothing_{adot}$  refere-se ao diâmetro da armadura adotada, onde se considerou o diâmetro de 16 milímetros.

Assim tem-se:

$$d = 0,30 - 0,04 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,252m$$

Deste modo será efetuado o cálculo das armaduras ordinárias,

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{125,691}{1,00 \times 0,252^2 \times 23,33 \times 10^3} = 0,085$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,085} = 0,089$$

Sendo assim, a área de armadura necessária é determinada com base na seguinte expressão:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,089 \times 1,00 \times 0,252 \times \left( \frac{23,33}{434,78} \right) \right] \times 10^4 = 12,005cm^2 / m$$

Adotou-se  $A_s = \varnothing 16 / / 0,10$  ( $20,100cm^2 / m$ )

### 3.7.4.2 Estado limite de esforço transverso

Analisando os esforços obtidos, para a realização da verificação deste estado limite serão contabilizados os esforços devido ao peso próprio, às restantes cargas permanentes, ao veículo tipo com uma roda centrada e à sobrecarga concentrada no passeio.

Continuamente irão proceder-se aos cálculos da verificação.

#### I. Esforço transverso atuante

O cálculo do esforço transverso atuante é dado pela expressão:

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot V_{PP} + \gamma_G \cdot V_{RCP} + \gamma_Q \cdot \left[ V_{VT} + \psi_{0,SC} \cdot V_{SCC,passeio} \right] \quad (3.63)$$

Na secção em estudo, como todos os valores dos esforços são negativos, estes são afetados pelos respetivos coeficientes desfavoráveis, pois provocam esforço desfavorável. Substituindo tem-se:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 1,35 \times (-26,870) + 1,50 \times (-6,100) + 1,50 \times \left[ (-82,950) + 0,6 \times (-0,033) \right] = \\ &= -169,880kN / m \end{aligned}$$

É facto que os valores retirados para esta verificação, encontram-se localizados num ponto fora da alma, contudo, neste caso os valores podem ser retirados até uma distância  $d=0,252m$  desde a extremidade da alma, que no caso em questão encontram-se localizados a  $0,150m$  da extremidade (ver Figura 3.65), logo garante uma postura mais conservativa.

## II. Esforço transverso resistente

O cálculo do esforço transverso resistente será efetuado segundo a cláusula 6.2.2 do EC2, que estabelece a seguinte fórmula geral:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.64)$$

Com um mínimo de

$$V_{Rd,c} = \left( v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (3.65)$$

Resolução da expressão (3.65):

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

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

$\sigma_{cp} = 0$ , pois a laje intermédia não está sujeita a qualquer esforço axial;

$$V_{Rd,c} = \left( v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = \left( 538,387 + 0,15 \times 0 \right) \times 1,000 \times 0,252 = 135,674 \text{ kN} / \text{m}$$

Resolução da expressão (3.64):

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{20,100 \times 10^{-4}}{1,000 \times 0,252} = 0,00798 < 0,02$$

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

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \\ &= \left[ 0,120 \times 1,891 \times \left( 100 \times 0,00798 \times 35 \right)^{1/3} + 0,15 \times 0 \right] \times 1,000 \times 0,252 \times 10^3 = 173,460 \text{ kN} / \text{m} \end{aligned}$$

## IV. Verificação da segurança ao esforço transverso

Por forma a validar a verificação da segurança ao esforço transverso, o esforço transverso atuante têm de ser inferior ao resistente:

$$V_{Ed} = |-169,880| < V_{Rd,c} = 173,460, \text{ Verifica a segurança}$$

### 3.7.5 Carlinga

As carlingas são caracterizadas por uma secção transversal retangular com 1,00 metro de altura e 0,50 metros de largura. Embora sendo elementos que fazem parte da estrutura, os seus esforços são desprezados, pois são muito pequenos. Deste modo as carlingas serão apenas dimensionadas considerando as armaduras mínimas, tanto como armadura longitudinal bem como armadura transversal.

#### I. Armadura longitudinal

Primeiramente efetua-se o cálculo da altura útil:

$$d = h_{carlinga} - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) \quad (3.66)$$

Em que  $h_{carlinga}$  representa a altura da carlinga. Assim tem-se:

$$d = 1,00 - 0,04 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,960m$$

Deste modo será efetuado o cálculo das armaduras ordinárias a utilizar, a partir da expressão da armadura mínima, do seguinte modo:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) \cdot b_t \cdot d = \left[ 0,26 \times \left( \frac{3,2}{500} \right) \times 0,50 \times 0,960 \right] \times 10^4 = 7,987cm^2$$

Onde o  $b_t$  é a largura transversal da secção.

Adotou-se  $A_s = 4\varnothing16$  ( $8,040cm^2$ )

## II. Armadura transversal

A armadura transversal é dada a partir da seguinte expressão:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot sen(\alpha) = \left[ \frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} \times 0,500 \times sen(90) \right] \times 10^4 = 4,733cm^2 / m$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \frac{4,733}{2} = 2,367cm^2 / m / ramo$$

Adotou-se  $A_s = \varnothing12 / /0,20$  ( $5,650cm^2 / m$ )

## 3.8 PILARES E SUAS FUNDAÇÕES

### 3.8.1 Considerações iniciais

Existem sete pares de pilares alinhados, todos com um diâmetro de 2,40 metros. Três pares de pilares encontram-se fundados sobre fundações diretas, nomeadamente os pilares P1, P6 e P7. Os restantes encontram-se fundados sobre estacas encabeçadas por um maciço de encabeçamento.

Em termos de ligação pilar-tabuleiro, os pilares P1 e P7 são rotulados nas duas direções, já os restantes são do tipo monolítico, ou seja, estão encastrados ao tabuleiro.

Quanto aos materiais a utilizar, os pilares são compostos por betão de classe C35/45 e as fundações são de classe C30/37. Quanto ao tipo de armaduras, essas são iguais para ambos, sendo armaduras ordinárias A500 NR.

### 3.8.2 Esforços atuantes

Com base no modelo tridimensional elaborado no programa de cálculo automático *SAP2000*, serão retirados todos os esforços necessários para análise.

No que diz respeito aos carregamentos estáticos, esses são precisamente os mesmos que foram considerados na análise longitudinal do tabuleiro, nomeadamente, as cargas permanentes (peso próprio, pré-esforço e restantes cargas permanentes), as sobrecargas e as variações diferencial e uniforme de temperatura.

Em relação às ações dinâmicas, é considerada a ação do sismo. Para esta ação introduziu-se dois espectros de resposta, um de aceleração do tipo I e o outro de aceleração do tipo II, ambos para o terreno do tipo II. Todos os esforços obtidos para a ação sísmica são afetados pela divisão do coeficiente de comportamento sísmico  $\eta=2$  mencionado no REBAP.

Na análise aos pilares, há que ter em conta os efeitos de segunda ordem, por isso os valores dos momentos fletores serão corrigidos.

### 3.8.2.1 Efeitos de segunda ordem na presença de esforço normal

Os efeitos de segunda ordem foram calculados segundo o método de rigidez nominal do EC2.

Apresentam-se apenas os cálculos para o pilar mais desfavorável, no caso o pilar P7, para a combinação sísmica.

#### I. Direção longitudinal ou direção X

Como foi mencionado, os esforços a apresentar são para o pilar mais gravoso, ou seja, pilar P7. Considerou-se como ação variável, a ação do sismo, pois origina maiores valores de esforços.

Seguidamente, apresentam-se os cálculos dos efeitos de segunda ordem, que respeitam o EC2.

#### a) Imperfeições geométricas

$$e_{i,x} = \theta_x \cdot \frac{l_{0,x}}{2} \quad (3.67)$$

Em que,

$\theta_x$  - Inclinação na direção X;

$l_{0,x}$  - Comprimento efetivo ou de encurvadura na direção X.

A expressão da excentricidade é dada por:

$$\theta_x = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (3.68)$$

Por forma a resolver a expressão (3.68), determinam-se os seguintes passos:

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

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1, \text{ ou seja, } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{18,000}} = 0,471 < \frac{2}{3} \Leftrightarrow \alpha_h = \frac{2}{3};$$

$$\alpha_m = 0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right) = 0,5 \times \left(1 + \frac{1}{1}\right) = 1,00;$$

$$\theta_x = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \times \frac{2}{3} \times 1,00 = 0,003.$$

Em que  $l$  é a altura do pilar e  $m$  é o número de elementos verticais que contribuem para o efeito total, no caso,  $m=1$ .

O comprimento efetivo ou de encurvadura é dado por:

$$l_{0,x} = \mu \cdot L = 2 \times 18,000 = 36,000m$$

Em que o  $\mu=2$ , porque é o coeficiente de encurvadura do pilar P7, pilar considerado encastrado na base e no tabuleiro.

Por fim, tem-se uma excentricidade:

$$e_{i,x} = \theta_x \cdot \frac{l_{0,x}}{2} = 0,003 \times \frac{36,000}{2} = 0,060m$$

**b) Momentos de primeira ordem afetados das imperfeições geométricas**

Para determinar os momentos de primeira ordem afetados das imperfeições geométricas na combinação sísmica, segundo o eixo dos yy empregou-se a seguinte fórmula:

$$M_{0Ed,i,y} = M_{0Ed,yy} + N_{Ed} \cdot e_{i,x} \quad (3.69)$$

Cálculos para a resolver a expressão (3.69):

$$M_{0Ed,yy} = M_{0k,y,CP} + \gamma_Q \cdot M_{0k,y,E} = -16,620 + 1,5 \times (-20583,954) = -30892,551kNm ;$$

$$N_{Ed} = N_{k,CP} + \gamma_Q \cdot N_{k,E} = -8006,653 + 1,5 \times (-0,069) = -8006,756kN ;$$

$$M_{0Ed,i,y} = M_{0Ed,yy} + N_{Ed} \cdot e_{i,x} = -30892,551 - 8006,756 \times 0,060 = -31372,956kNm .$$

Continuamente, calculou-se o valor do momento fletor de primeira ordem, afetados das imperfeições geométricas na combinação de ações quase permanente segundo o eixo dos yy, respeitando a expressão:

$$M_{0Eqp,i,y} = M_{0Eqp,yy} + N_{Eqp} \cdot e_{i,x} \quad (3.70)$$

Cálculos para a resolver a expressão (3.70):

$$M_{0Eqp,yy} = M_{0k,y,CP} + \psi_{2,E} \cdot M_{0k,y,E} = -16,620 + 0,0 \times (-20583,954) = -16,620kNm ;$$

$$N_{Eqp} = N_{k,CP} + \psi_{2,E} \cdot N_{k,E} = -8006,653 + 0,0 \times (-0,069) = -8006,653kN ;$$

$$M_{0Eqp,i,y} = M_{0Eqp,yy} + N_{Eqp} \cdot e_{i,x} = -16,620 - 8006,653 \times 0,060 = -497,019kNm .$$

**c) Verificação da dispensa de efeitos de segunda ordem**

Para que seja possível fazer a dispensa dos efeitos de segunda ordem, é necessário verificar a seguinte condição:

$$\lambda_x \leq \lambda_{lim,x} \quad (3.71)$$

Em que,

$\lambda_x$  - Coeficiente da esbelteza do pilar na direção X;

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

O coeficiente da esbelteza do pilar na direção X é caracterizado pela expressão:

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y} \quad (3.72)$$

Cálculos para a resolver a expressão (3.72):

$l_{0,x} = 36,000m$ , calculado anteriormente;

$$A_c = \frac{\pi \cdot (\varnothing_{pilar})^2}{4} = \frac{\pi \times 2,400^2}{4} = 4,524m^2, \text{ em que } \varnothing_{pilar} \text{ é o diâmetro do pilar;}$$

$$I_{c,y} = \frac{\pi \cdot (\varnothing_{\text{pilar}})^4}{64} = \frac{\pi \cdot 2,400^4}{64} = 1,629m^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{c,y}}{A_c}} = \sqrt{\frac{1,629}{4,524}} = 0,600m;$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y} = \frac{36,000}{0,600} = 60,000.$$

A esbelteza limite do pilar na direção X é representada pela expressão:

$$\lambda_{\text{lim},x} = \frac{20 \cdot A_x \cdot B \cdot C_x}{\sqrt{n_N}} \quad (3.73)$$

Cálculos para a resolver a expressão (3.73):

$$\varphi_{ef,x} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0,Eqp,i,y}}{M_{0,Ed,i,y}} = 2,206 \times \frac{|-497,019|}{|-31372,956|} = 0,035;$$

NOTA:  $\varphi(\infty, t_0)$  encontra-se calculado no Anexo U.

$$A_x = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef,x}} = \frac{1}{1 + 0,2 \times 0,035} = 0,993;$$

$$A_{s,x} = 0,015 \cdot A_c = 0,015 \times 4,524 = 0,068m^2;$$

$$\omega = \frac{A_{s,x} \cdot f_{syd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{0,068 \times 434,78}{4,524 \times 23,33} = 0,280;$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0,280} = 1,249;$$

$C_x = 1,7 - r_{m,y} = 1,7 - 1 = 0,7$ , em que  $r_{m,y}$  é a razão de momentos de primeira ordem na extremidade;

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{|-8006,756|}{4,524 \times 23,33 \times 10^3} = 0,076;$$

$$\lambda_{\text{lim},x} = \frac{20 \cdot A_x \cdot B \cdot C_x}{\sqrt{\eta_k}} = \frac{20 \times 0,993 \times 1,249 \times 0,7}{\sqrt{0,076}} = 63,029.$$

A verificação para o pilar em estudo é verificada:

$$\lambda_x = 60,000 < \lambda_{\text{lim},x} = 63,029$$

O pilar P7 verifica a condição (3.71), mas como os restantes pilares não verificam a dispensa, terão que ser considerados os efeitos de segunda ordem para todos os pilares.

#### d) Momento de cálculo total

O momento de cálculo total, incluindo o momento de segunda ordem, é expresso pela fórmula:

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,i,y} \cdot \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right] \quad (3.74)$$

Em que,

$M_{0Ed,i,y}$  - Momento de primeira ordem afetado das imperfeições geométricas na combinação de ações de cálculo segundo o eixo dos yy;

$\beta$  - Coeficiente que depende da distribuição dos momentos de primeira e segunda ordem;

$N_{Ed}$  - Valor de cálculo do esforço normal;

$Q_{B,x}$  - Carga de encurvadura baseada na rigidez nominal.

A determinação do valor de  $N_{B,x}$  envolve a utilização do método da rigidez nominal, dado pela expressão já deduzida:

$$N_{B,x} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{(l_{0,x})^2} \quad (3.75)$$

Por forma a estimar o valor da rigidez nominal segundo o eixo dos yy, determina-se a seguinte expressão:

$$EI_y = K_{c,x} \cdot E_{cd} \cdot I_{c,y} + K_{s,x} \cdot E_s \cdot I_{s,y} \quad (3.76)$$

A expressão (3.76) é simplificada, pois, como  $\rho_s = 0,015 > 0,01$  resulta que  $K_{s,x} = 0$  e

$K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef,x}}$ , logo origina na expressão:

$$EI_y = K_{c,x} \cdot E_{cd} \cdot I_{c,y} \quad (3.77)$$

Cálculos para a resolver a expressão (3.77):

$$K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef,x}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times 0,035} = 0,295;$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} = \frac{34}{1,2} = 28,333GPa;$$

$$EI_y = K_{c,x} \cdot E_{cd} \cdot I_{c,y} = 0,295 \times 28,333 \times 10^6 \times 1,629 = 13605336,1kNm^2.$$

Substituindo na expressão (3.75), tem-se:

$$N_{B,x} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{(l_{0,x})^2} = \frac{\pi^2 \times 13605336,1}{36,000^2} = 103610,560kN$$

Por fim, o valor do momento total de cálculo é dado por:

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,i,y} \cdot \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right] = -31372,956 \times \left[ 1 + \frac{1,0}{\frac{103610,560}{|-8006,653|} - 1} \right] = -34000,420kNm$$

## II. Direção transversal ou direção Y

Transversalmente, os cálculos são idênticos, até porque a secção dos pilares é circular.

Assim, nesta direção obteve-se um momento total no pilar P7 de:

$$M_{Ed,x} = -19497,637kNm$$

Os cálculos detalhados e para os restantes pilares encontram-se no Anexo K.

### 3.8.3 Verificação da segurança dos pilares

Todos os esforços atuantes determinados têm de ser inferiores aos esforços resistentes a calcular, por forma a verificar a segurança.

#### 3.8.3.1 Estado limite de flexão

A presente verificação será satisfeita com base na combinação de ações, em que tem o sismo como ação variável base.

Como exemplo, apresentam-se os cálculos para o pilar P7.

Primeiramente, seguindo o RSA, que indica que o sismo atua apenas numa só direção, como tal, determinou-se o valor do momento atuante, como sendo o módulo do maior momento total afetado das imperfeições geométricas numa direção, mais, apenas o efeito das imperfeições geométricas na outra direção, escolhendo no final o valor mais desfavorável para o dimensionamento.

$$M_{Ed} = \max \left\{ \sqrt{M_{Ed,y}^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,x})^2}; \sqrt{M_{Ed,x}^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,y})^2} \right\} \quad (3.78)$$

Resolução da expressão (3.78):

$$\begin{aligned} \sqrt{M_{Ed,y}^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,x})^2} &= \sqrt{(-34000,420)^2 + (-8006,756 \times 0,060)^2} = 34003,814kNm; \\ \sqrt{M_{Ed,x}^2 + (N_{Ed} \cdot e_{i,y})^2} &= \sqrt{(-19497,637)^2 + (-8006,756 \times 0,060)^2} = 19503,554kNm; \\ M_{Ed} &= \max \{34003,814; 19503,554\} = 34003,814kNm \end{aligned}$$

Com o auxílio de um programa de cálculo elaborado para secções circulares, que se baseia no estado limite último de resistência à flexão composta, precedentemente testado, realizou-se a verificação ao estado limite último de flexão.

No programa, começa-se por introduzir as características dos materiais do elemento estrutural, nomeadamente a tensão de rotura de cálculo do betão ( $f_{cd}$ ) e a tensão de cedência de cálculo do aço das armaduras ordinárias ( $f_{syd}$ ).

**Tabela 3.24** - *Input* das características dos materiais

Materiais		[MPa]
Betão	$f_{cd}$	23,33
Aço	$f_{syd}$	434,78

De seguida, introduz-se as características geométricas da secção, particularmente o diâmetro exterior da secção do pilar, o recobrimento adotado e a área de armadura a utilizar.

**Tabela 3.25** - *Input* das características geométricas da secção do pilar

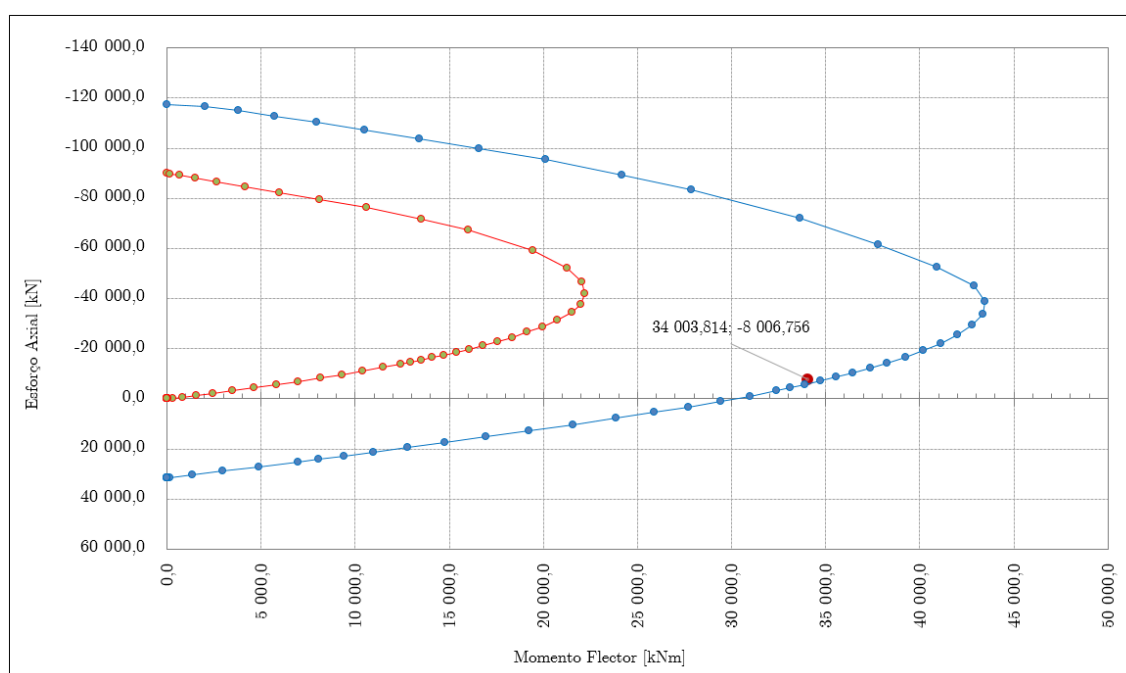
Características	Exterior
Diâmetro [m]	2,400
Armadura [cm <sup>2</sup> ]	723,600
Recobrimento eixo [cm]	0,084

Por fim, basta inserir os valores de esforço axial atuante e momento fletor atuante, para cada pilar, verificando se a armadura adotada satisfaz. Para o pilar P7 são:

**Tabela 3.26** - *Input* do esforço normal atuante e momento fletor atuante

N	M
[kN]	[kNm]
-8006,756	34003,814

Correndo o programa, obteve-se o seguinte gráfico de interação  $N_{Rd}; M_{Rd}$  (ver Figura 3.66), em que o ponto dos esforços atuantes mencionados na Tabela 3.26 encontra-se compreendido entre as duas curvas, no que satisfaz a verificação.



**Figura 3.66** - Diagrama de interação  $N_{Rd}; M_{Rd}$

Armadura longitudinal adotada:  $A_s = 90\varnothing32$  ( $723,600\text{cm}^2$ ).

A armadura longitudinal adotada será igual para todos os pilares.

Os valores dos esforços atuantes e para os restantes pilares, para as duas ações variáveis base, encontram-se no Anexo L.

### 3.8.3.2 Estado limite de esforço transverso

Esta verificação será satisfeita com base na combinação de ações, em que tem o sismo como ação variável base.

Será apresentada verificação para o caso mais adverso, nomeadamente o pilar P6.

Nos cálculos admitiu-se novamente, como ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso com o eixo longitudinal da secção do tabuleiro  $\alpha=90^\circ$  e como ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do tabuleiro  $\theta=30^\circ$ .

#### I. Esforço transverso atuante

O esforço transverso atuante é calculado através da expressão:

$$V_{Ed} = V_{CP} + \gamma_Q \cdot V_E \quad (3.79)$$

Como existe esforço transverso na direção X e na direção Y, o valor atuante é o maior valor nas duas direções, pois o sismo ocorre isoladamente em cada direção.

$$V_{Ed,x} = V_{CP,x} + \gamma_Q \cdot V_{E,x} = 0,228 + 1,5 \times 1208,945 = 1813,646kN$$

$$V_{Ed,y} = V_{CP,y} + \gamma_Q \cdot V_{E,y} = 0,0 + 1,5 \times (-1008,695) = -1513,042kN$$

$$V_{Ed} = \max\{V_{Ed,x}; V_{Ed,y}\} = 1813,646kN$$

#### II. Esforço transverso resistente

No cálculo do esforço transverso resistente, por forma a simplificar a secção do pilar circular, transformou-se numa quadrada com uma dimensão de  $b_{pilar}=1,697m$ , como mostra a Figura 3.67.

A altura útil da secção:

$$d_s = b_{pilar} - rec - \left(\frac{\varnothing_{adot}}{2}\right) = 1,697 - 0,040 - \left(\frac{12 \times 10^{-3}}{2}\right) = 1,651m$$

Por forma a efetuar o cálculo do esforço transverso resistente é necessário realizar algumas fases, iniciando pelo cálculo da armadura mínima transversal, expressa do seguinte modo:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) = \left[\frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} \times 1,697 \times \text{sen}(90)\right] \times 10^4 = 16,064cm^2 / m$$

Em que  $b_w = b_{pilar} = 1,697m$

De seguida, será calculada a armadura de cálculo com a contribuição esforço transverso atuante, expressa pela expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} \quad (3.80)$$

Em que,  $z$  é dado pela expressão  $z = 0,9 \cdot d_s$ , de forma que  $z = 0,9 \times 1,651 = 1,486m$ .

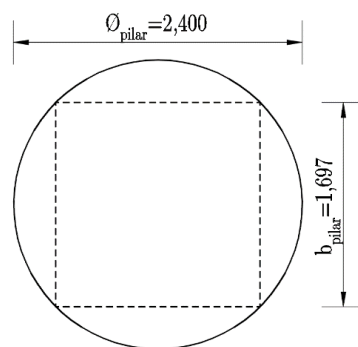


Figura 3.67 - Seção transversal do pilar com simplificação

Substituindo os valores na expressão (3.80), tem-se uma armadura de cálculo de:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal} = \frac{1813,647}{1,486 \times 434,78 \times 10^{-1} \times \cot(30)} = 16,208 \text{ cm}^2 / m$$

Portanto, a armadura necessária é o máximo entre a armadura mínima e a armadura de cálculo:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{nec} = \max \left\{ \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cal} \right\} = 16,208 \text{ cm}^2 / m ;$$

$$\text{Com 2 ramos, tem-se: } \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{nec} = \frac{16,208}{2} = 8,104 \text{ cm}^2 / m / \text{ ramo} ;$$

$$\text{Então adota-se } \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \emptyset 12 / / 0,10 \text{ (11,300 cm}^2 / m / \text{ ramo)} ;$$

$$\text{Ou seja, para os 2 ramos, tem-se } \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 11,300 \times 2 = 22,600 \text{ cm}^2 / m .$$

A armadura transversal adotada será igual para todos os pilares.

O esforço transversal resistente é dado pelo valor mínimo entre o esforço transversal associado à cedência de estribos  $V_{Rd,s}$  e o esforço transversal associado ao esmagamento das bielas de betão  $V_{Rd,max}$

O esforço transversal associado à cedência de estribos é expresso pela seguinte fórmula:

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= f_{syd} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot \left[ (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \text{sen}(\alpha) \right] = \\ &= 434,78 \times 22,600 \times 10^{-1} \times 1,486 \times \left[ (\cot(30) + \cot(90)) \times \text{sen}(90) \right] = 2528,895 \text{ kN} \end{aligned}$$

O esforço transversal associado ao esmagamento das bielas de betão é expresso pela seguinte fórmula:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_{w,nom} \cdot z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (3.81)$$

Em que,

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

Substituindo tem-se:

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 0,516 \times 23,333 \times 10^3 \times 1,697 \times 1,486}{\cot(30) + \tan(30)} = 13146,585 \text{ kN}$$

Logo, o valor do esforço transversal é:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s}; V_{Rd,max} \} = 2528,895 \text{ kN}$$

### III. Verificação da segurança ao esforço transversal

Com o fim de validar a verificação da segurança ao esforço transversal, o esforço transversal atuante tem de ser inferior ao esforço transversal resistente:

$$V_{Ed} = 1813,646 < V_{Rd} = 2528,895, \text{ Verifica a segurança}$$

### 3.8.4 Verificação da segurança das fundações dos pilares

#### 3.8.4.1 Fundações diretas

Encontram-se fundados sobre fundações diretas os pilares P1, P6 e P7, no que corresponde respetivamente às sapatas S1, S6 e S7. A tabela 4 apresenta as dimensões geométricas das respetivas sapatas, em que o  $L$  corresponde à dimensão na direção longitudinal, o  $B$  à dimensão na direção transversal e  $h$  à altura.

Tabela 3.27 - Dimensões geométricas das fundações diretas

Sapata	L [m]	B [m]	h [m]
S1	13,000	7,000	3,000
S6	13,000	7,000	3,000
S7	13,000	7,000	3,000

A respeito dos materiais, o betão pertence à classe C30/37 e as armaduras ordinárias A500 NR.

Nestes elementos estruturais, o recobrimento é de 0,07 metros.

#### I. Verificação geotécnica

Exercendo a análise às duas combinações de ações, verifica-se que a combinação sísmica é a condicionante como ação variável para as respetivas sapatas.

Segundo o EC7, na verificação geotécnica foi utilizada a abordagem de cálculo tipo 1 da combinação 2 ( $A_2$  "+" " $M_2$ " "+" " $R_1$ ").

Os cálculos a apresentar dizem respeito à sapata S6, pois apresenta os maiores esforços.

Consideram-se como características para o solo de fundação, um peso específico de  $\gamma_{h,k} = 19,00 kN / m^3$ , um ângulo de atrito interno característico de  $\phi'_k = 35^\circ$ . O ângulo de atrito determina-se com base na fórmula de Osaki, pois a informação geotécnica fornecida apenas menciona o número de SPT do ensaio realizado, que para o solo em questão admitiu-se o valor mínimo de 20 pancadas.

#### a) Cálculo da tensão aplicada sobre o solo de fundação

Valor de cálculo do esforço normal na base da sapata:

$$\begin{aligned} N_{Ed,b} &= 2 \cdot N_{Ed,pilar} + PP_{sapata} + PP_{solo} = \\ &= 2 \times 14814,914 + (25 \times 13,00 \times 7,00 \times 3,00) + (19 \times 13,00 \times 7,00 \times 7,20) = 48903,628 kN \end{aligned}$$

Valor de cálculo do momento fletor segundo o eixo dos  $yy$  na base da sapata:

$$M_{Ed,b,y} = 2 \cdot M_{Ed,y} + 2 \cdot V_{Ed,x} \cdot h = 2 \times 28556,606 + 2 \times 1813,646 \times 3,00 = 67995,085 kNm$$

Valor de cálculo do momento fletor segundo o eixo dos  $xx$  na base da sapata:

$$M_{Ed,b,x} = 2 \cdot M_{Ed,x} - 2 \cdot V_{Ed,y} \cdot h = 2 \times 24654,693 - 2 \times (-1513,042) \times 3,00 = 58387,637 kNm$$

Valor da excentricidade na base da sapata na direção X:

$$ex_{b,x} = ex_B = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{67995,085}{48903,628} = 1,390m$$

Valor da excentricidade na base da sapata na direção Y:

$$ex_{b,y} = ex_L = -\frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = -\frac{58387,637}{48903,628} = -1,194m$$

O cálculo da tensão máxima aplicada sobre o solo é dada pela seguinte fórmula:

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\text{solo}} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} \quad (3.82)$$

Resolução da fórmula (3.82):

Direção X:

$$B' = B - 2 \cdot ex_B = 7,000 - 2 \times 1,390 = 4,219m ;$$

$$L' = L = 13,000m ;$$

$$\sigma_{\max,x} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} = \frac{48903,628}{4,219 \times 13,000} = 891,590kN / m^2 .$$

Direção Y:

$$B' = B = 7,000m ;$$

$$L' = L - 2 \cdot ex_L = 13,000 - 2 \times |-1,194| = 10,612m ;$$

$$\sigma_{\max,y} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} = \frac{48903,628}{7,000 \times 10,612} = 658,325kN / m^2 .$$

#### b) Valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação nas direções X e Y

Valores de cálculo das características do solo:

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(35)}{1,10}\right) = 32,479^\circ$$

$$\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_\gamma} = \frac{19,0}{1,0} = 19,0kN / m^3$$

O valor de cálculo da capacidade resistente ( $q_{rd}$ ) é determinada segundo as indicações do EC7.

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot B' \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_q \cdot i_q \quad (3.83)$$

Passos para a determinação da expressão (3.83):

- Fatores de capacidade resistente:

$$N_{q,d} = e^{\pi \tan(\phi'_d)} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_d}{2}\right) = e^{\pi \tan(29,256)} \times \tan^2\left(45 + \frac{32,479}{2}\right) = 24,523 ;$$

$$N_{\gamma,d} = 2 \cdot (N_{q,d} - 1) \cdot \tan(\phi'_d) = 2 \times (24,523 - 1) \times \tan(32,479) = 29,947 .$$

- Área efetiva:
  - Direção X (ver Figura 3.68):
 
$$B' = B - 2 \cdot ex_B = 4,219m ;$$

$$L' = L = 13,000m .$$
  - Direção Y (ver Figura 3.69):
 
$$B' = B = 7,000m ;$$

$$L' = L - 2 \cdot ex_L = 10,612m .$$

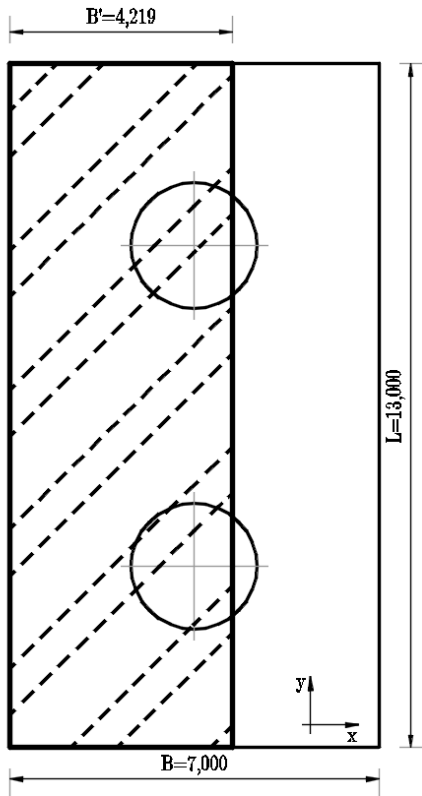


Figura 3.68 - Área efetiva da sapata S6 na direção X

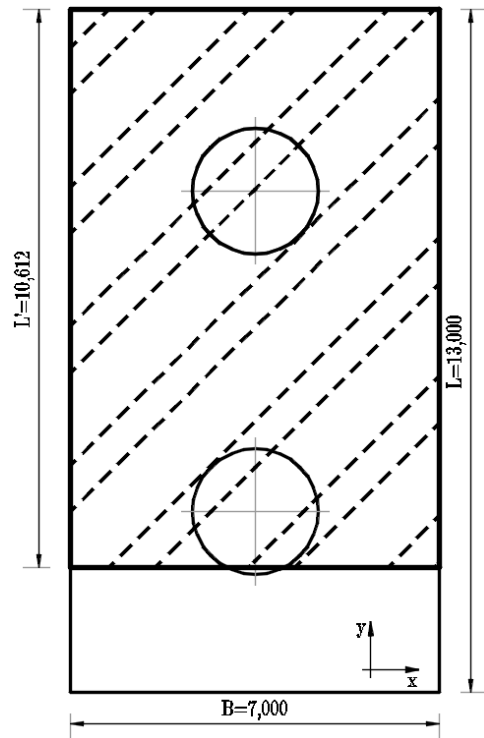


Figura 3.69 - Área efetiva da sapata S6 na direção Y

- Fatores de geometria da sapata em planta (nas direções X e Y):

$$s_{\gamma,x} = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{4,219}{13,000} = 0,903 ;$$

$$s_{q,x} = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{4,219}{13,000} \cdot \text{sen}(32,479) = 1,174 ;$$

$$s_{\gamma,y} = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{7,000}{10,612} = 0,802 ;$$

$$s_{q,y} = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{7,000}{10,612} \cdot \text{sen}(32,479) = 1,354 .$$

- Fator que leva em conta a direção da atuação da força horizontal (nas direções X e Y):

$$m_x = m_B = \frac{2 + (B' / L')}{1 + (B' / L')} = \frac{2 + (4,219 / 13,000)}{1 + (4,219 / 13,000)} = 1,755 ;$$

$$m_y = m_L = \frac{2 + (L' / B')}{1 + (L' / B')} = \frac{2 + (10,612 / 7,000)}{1 + (10,612 / 7,000)} = 1,397 .$$

- Forças de cálculo (nas direções X e Y):

$$F_{Ed,V,x} = F_{Ed,V,y} = N_{Ed,b} = 48903,628kN ;$$

$$F_{Ed,H,x} = 2 \cdot V_{Ed,x,E} = 3627,291kN ;$$

$$F_{Ed,H,y} = 2 \cdot V_{Ed,y,E} = -3026,084kN .$$

- Fatores de inclinação da carga (nas direções X e Y):

$$i_{\gamma,x} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}} \right]^{m_x+1} = \left[ 1 - \frac{3627,291}{48903,628} \right]^{1,755+1} = 0,809 ;$$

$$i_{q,x} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}} \right]^{m_x} = \left[ 1 - \frac{3627,291}{48903,628} \right]^{1,755} = 0,873 ;$$

$$i_{\gamma,y} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V,y}} \right]^{m_y+1} = \left[ 1 - \frac{-3026,084}{48903,628} \right]^{1,397+1} = 1,155 ;$$

$$i_{q,y} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V,y}} \right]^{m_y} = \left[ 1 - \frac{-3026,084}{48903,628} \right]^{1,397} = 1,088 .$$

- Tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico de solo acima da fundação:

$$q_0 = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo} = 19,0 \times 10,200 = 193,800kN / m^2 .$$

- Valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação (nas direções X e Y):

$$q_{rd,x} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot B' \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma,x} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_q \cdot i_{q,x} = 5751,111kN / m^2 ;$$

$$q_{rd,y} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot B' \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma,y} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_q \cdot i_{q,y} = 8844,011kN / m^2 .$$

### c) Verificação da capacidade resistente do solo de fundação

Independentemente da variável base, a verificação é garantida se cumprir a condição:

$$\sigma_{\max} \leq q_{rd} \quad (3.84)$$

Para os cálculos apresentados tem-se,

$$\sigma_{\max,x} = 891,590 < q_{rd,x} = 5751,111 , \text{ Segurança verificada }$$

$$\sigma_{\max,y} = 658,325 < q_{rd,y} = 8844,011 , \text{ Segurança verificada }$$

De uma forma resumida, a Tabela 3.28 apresenta os valores da tensão aplicada sobre o solo de fundação ( $\sigma_{\max}$ ) e os valores da capacidade resistente do solo de fundação ( $q_{rd}$ ) nas direções X e Y.

Tabela 3.28 - Verificação geotécnica das sapatas S1 e S7

Sapata	Direção X		Direção Y	
	$\sigma_{max,x}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{rd,x}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{max,y}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{rd,y}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
S1	551,708	6948,145	412,145	8793,511
S7	854,762	6642,086	517,567	10441,532

Conforme foi possível verificar, a condição (3.84) também é garantida para as restantes sapatas.

## II. Verificação estrutural

De igual modo à verificação geotécnica, os cálculos do dimensionamento estrutural serão apresentados para a sapata S6 com a ação variável base o sismo.

Uma vez que o sismo atua separadamente em cada direção, considera-se apenas a excentricidade da sapata consoante a direção em estudo.

### a) Verificação estrutural das sapatas na direção longitudinal (ou direção X)

Tanto os esforços na base da sapata, bem como, as excentricidades, foram calculados na verificação geotécnica.

#### 1) Armaduras da face inferior da sapata na direção longitudinal ou direção X

Por forma a determinar estas armaduras, utilizou-se o método das bielas (ver Figura 3.70).

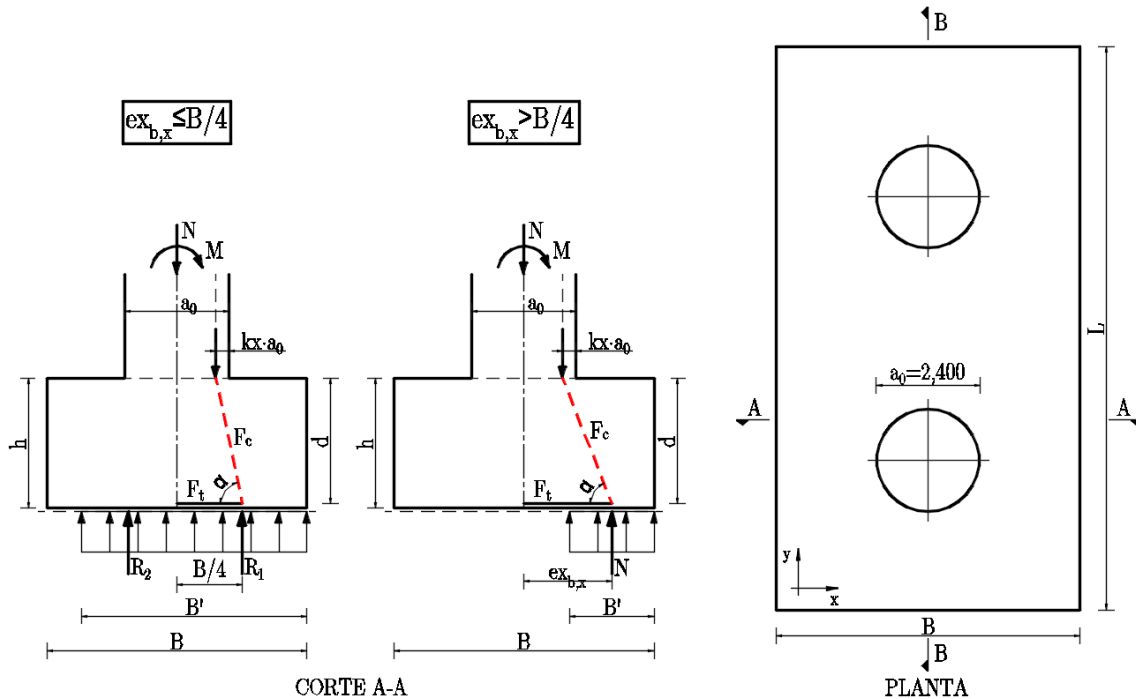


Figura 3.70 - Modelo de cálculo para o método das bielas

Segundo este método, a determinação da força de cálculo no tirante de armaduras junto à base da sapata ( $Ft_{sd,x}$ ) e por consequência a determinação da área de armadura de cálculo ( $(A^+_{s,x})_{cal}$ ), são dadas pelas seguintes fórmulas expressas na Tabela 3.29.

**Tabela 3.29** - Fórmulas da força de cálculo no tirante e da área de armadura

Se $ex_{b,x} \leq \frac{B}{4}$	$Ft_{sd,x} = \frac{\frac{B}{2} \cdot L' \cdot \sigma_{\max} \cdot \left( \frac{B}{4} - a_0 \cdot (0,5 - k_x) \right)}{d}$	$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{Ft_{sd,x}}{f_{syd} \cdot L'}$
Se $ex_{b,x} > \frac{B}{4}$	$Ft_{sd,x} = \frac{N_{Ed,b} \cdot (ex_{b,x} - a_0 \cdot (0,5 - k_x))}{d}$	

Passos para a determinação das armaduras na face inferior da sapata segundo o método das bielas:

$$d = h - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 3,000 - 0,07 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,918m$$

O valor do coeficiente  $k_x$  é determinado pela interpolação entre os valores  $e/a_0$  e  $k$ , com base nos valores de referência descritos na Tabela 3.30.

**Tabela 3.30** - Valores do coeficiente k

$e/a_0$	0	0,25	0,5	1	1,5
$k$	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

$$e = ex_{b,x} = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed,pilar}} = \frac{28556,606}{14814,914} = 1,928m$$

$$a_0 = \varnothing_{pilar} = 2,400m$$

$$\text{Para, } \frac{e}{a_0} = \frac{1,928}{2,400} = 0,803, \text{ tem-se } k_x = 0,120$$

No caso da sapata S6, como  $ex_{b,x} = 1,390 < \frac{B}{4} = 1,750$  tem-se,

$$Ft_{sd,x} = \frac{\frac{B}{2} \cdot L' \cdot \sigma_{\max} \cdot \left( \frac{B}{4} - a_0 \cdot (0,5 - k_x) \right)}{d} = 11641,746kN$$

$$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{Ft_{sd,x}}{f_{syd} \cdot L'} = \left( \frac{11641,746}{434,78 \times 10^3 \times 13,000} \right) \times 10^4 = 20,597cm^2 / m$$

Adota-se  $A^+_{s,x} = \varnothing25 / / 0,20 (24,540cm^2 / m)$

2) Armaduras da face superior da sapata na direção longitudinal ou direção X

Segue-se o modelo de cálculo considerado, com os respetivos carregamentos (ver Figura 3.71):

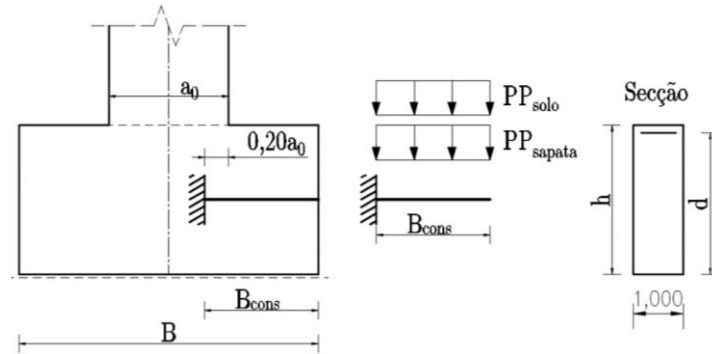


Figura 3.71 - Modelo de cálculo das armaduras da face superior na direção X

Traduz-se numa consola que está sujeita ao carregamento do peso próprio da sapata e o peso próprio do solo acima da sapata.

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h = 25 \times 3,000 = 75,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo} = 19,0 \times 7,200 = 136,800 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Valor de cálculo do momento fletor máximo:

$$B_{cons} = \left(0,20 \cdot a_0\right) + \left(\frac{B}{2} - \frac{a_0}{2}\right) = \left(0,20 \times 2,400\right) + \left(\frac{7,000}{2} - \frac{2,400}{2}\right) = 2,780 \text{ m} ;$$

$$M_{Ed,y}^- = \left(\gamma_G \cdot PP_{sapata} + \gamma_Q \cdot PP_{solo}\right) \cdot \frac{\left(B_{cons}\right)^2}{2} = \left(1,35 \times 75,00 + 1,5 \times 136,80\right) \times \frac{\left(2,780\right)^2}{2} = 1184,184 \text{ kNm} / \text{m}.$$

Expressão para a determinação das armaduras na face superior da sapata:

$$\left(A_{s,x}^-\right)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.85)$$

Passos para a resolução da expressão (3.85):

$$d = h - rec - \left(\frac{\varnothing_{adot}}{2}\right) = 3,000 - 0,07 - \left(\frac{20 \times 10^{-3}}{2}\right) = 2,920 \text{ m} ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1184,184}{1,0 \times 2,920^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,007 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007} = 0,007 ;$$

$$\left(A_{s,x}^-\right)_{cal} = \left(0,007 \times 1,0 \times 2,920 \times \frac{20,00}{434,78}\right) \times 10^4 = 9,360 \text{ cm}^2 / \text{m} .$$

Adota-se  $A_{s,x}^- = \varnothing 20 / 0,20$  ( $15,710 \text{ m}^2 / \text{m}$ )

b) Verificação estrutural das sapatas na direção transversal (ou direção Y)

Nesta direção implementou-se o modelo de cálculo ilustrado na Figura 3.72, visto tratar-se de uma sapata em que nela comportam dois pilares. Consiste numa viga simplesmente apoiada com duas consolas.

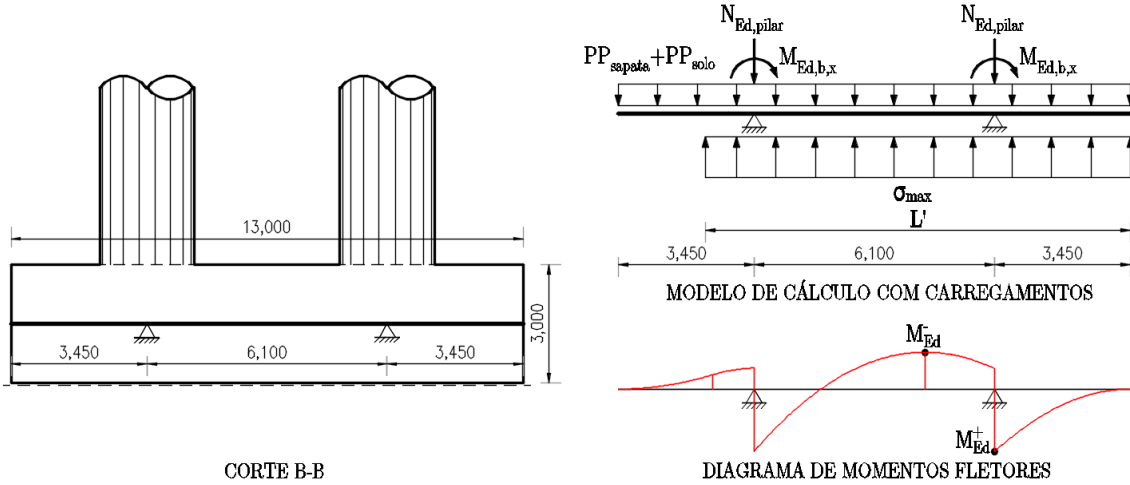


Figura 3.72 - Modelo de cálculo com carregamentos e o diagrama de momentos fletores na direção Y

Todos os diagramas de momentos fletores para a verificação estrutural referente às restantes sapatas (S1 e S7), estão representados no Anexo S.

Os valores de cálculo do esforço normal e momento fletor na base do pilar:

$$N_{Ed,pilar} = 14814,914kN ;$$

$$M_{Ed,x} = 24654,693kNm .$$

O valor equivalente ao peso próprio da sapata e do solo acima da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h \cdot B = 25 \times 3,000 \times 7,000 = 525,000N / m ;$$

$$PP_{solo} = \gamma_d \cdot h_{solo} \cdot B = 19 \times 7,200 \times 7,000 = 957,600kN / m .$$

O valor da tensão máxima:

$$\sigma_{max} = 891,590 \times 7,000 = 4608,274kN / m$$

1) Valor do momento atuante

A partir do modelo de cálculo ilustrado na Figura 3.72, obtiveram-se os valores do momento máximo positivo de  $M_{Ed,x}^+ = 18601,668kNm$  e do momento máximo negativo de  $M_{Ed,x}^- = -10929,509kNm$ .

2) Valor do momento resistente e armaduras

Expressão para a determinação das armaduras na face inferior da sapata

$$\left( A_{s,y}^+ \right)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.86)$$

Passos para a resolução da expressão (3.86):

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}^+}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{18601,668}{4,500 \times 3,418^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,016 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,016} = 0,016 ;$$

$$\left( A_{s,y}^+ \right)_{cal} = \left( 0,016 \times 1,0 \times 2,918 \times \frac{20,00}{434,78} \right) \times 10^4 = 21,115 \text{ cm}^2 / m .$$

Adota-se  $A_{s,y}^+ = \varnothing 25 / / 0,20$  ( $24,540 \text{ cm}^2 / m$ )

Expressão para a determinação das armaduras na face inferior da sapata

$$\left( A_{s,y}^- \right)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.87)$$

Passos para a resolução da expressão (3.87):

$$d = h - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 3,000 - 0,07 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,922 \text{ m} ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-10929,509|}{7,000 \times 2,922^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,009 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009} = 0,009 ;$$

$$\left( A_{s,y}^- \right)_{cal} = \left( 0,009 \times 1,000 \times 2,922 \times \frac{20,00}{434,78} \right) \times 10^4 = 12,347 \text{ cm}^2 / m ;$$

Adota-se  $A_{s,y}^- = \varnothing 16 / / 0,15$  ( $13,400 \text{ cm}^2 / m$ )

As armaduras adotadas para as restantes sapatas estão expostas na Tabela 3.31.

**Tabela 3.31** - Armaduras adotadas para as sapatas S1 e S7

Sapata	Direção longitudinal (X)		Direção transversal (Y)	
	$A_{s,x}^+$	$A_{s,x}^-$	$A_{s,y}^+$	$A_{s,y}^-$
<b>S1</b>	$\varnothing 20 / / 0,20$	$\varnothing 20 / / 0,20$	$\varnothing 16 / / 0,15$	$\varnothing 16 / / 0,20$
<b>S7</b>	$\varnothing 20 / / 0,15$	$\varnothing 20 / / 0,20$	$\varnothing 20 / / 0,15$	$\varnothing 16 / / 0,15$

### 3.8.4.2 Fundações profundas

Encontram-se fundados sobre fundações profundas, no caso, sobre estacas, os pilares P2, P3, P4 e P5, no que corresponde respetivamente aos maciços de encabeçamento S2, S3, S4 e S5. A Tabela 3.32 apresenta as dimensões geométricas dos respetivos maciços, em que o  $L_{mac}$  corresponde à dimensão na direção longitudinal, o  $B_{mac}$  à dimensão na direção transversal, a  $h_{mac}$  à altura do maciço, o  $n_{est}$  ao número de estacas por maciço e o  $L_{est}$  ao comprimento de cada conjunto de estacas.

**Tabela 3.32** - Dimensões geométricas das fundações profundas

Maciço	$L_{mac}$ [m]	$B_{mac}$ [m]	$h_{mac}$ [m]	$n_{est}$	$L_{est}$ [m]
S2	13,200	6,000	2,500	8	8,500
S3	13,200	6,000	2,500	8	15,500
S4	13,200	6,000	2,500	8	17,500
S5	13,200	6,000	2,500	8	13,000

Relativamente ao diâmetro das estacas, este é igual para todas, tomando o valor de 1,200 metros.

A respeito dos materiais, o betão pertence à classe C30/37 e as armaduras ordinárias A500 NR. Nestes elementos estruturais, o recobrimento é de 0,07 metros.

### I. Verificação geotécnica

Praticando a análise às duas combinações de ações, verifica-se que a combinação sísmica é a condicionante como ação variável.

Segundo o EC7, na verificação geotécnica foi utilizada a abordagem de cálculo tipo 1 da combinação 2 ( $A_2$  "+" " $M_1$ " "+" " $R_4$ ").

Os cálculos a apresentar dizem respeito ao maciço e o respetivo conjunto de estacas de S2, por aduzir os esforços mais desfavoráveis.

Consideram-se como características para o solo de fundação, precisamente as mesmas que foram admitidas na verificação geotécnica das fundações diretas.

#### a) Fatores de correlação

Por tratar-se de estacas moldadas no local e admitindo-se que foi realizado um ensaio de campo, isto corresponde aos fatores de correlação de  $\zeta_3 = 1,4$  e  $\zeta_4 = 1,4$ .

#### b) Valores de cálculo das características do terreno

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(35)}{1,10}\right) = 32,479^\circ;$$

$$\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_\gamma} = \frac{19,0}{1,0} = 19,0 \text{ kN} / \text{m}^3.$$

#### c) Verificação do efeito de grupo

Afastamento entre estacas:  $S_{est} = 3,600 \text{ m}$ .

Como  $3\phi_{est} = 3,600 \text{ m}$ , no que corresponde a  $S_{est} = 3\phi_{est}$ , isto significa que não existe o fenómeno chamado efeito de grupo das estacas, no qual, calcula-se apenas a capacidade resistente para uma única estaca, multiplicando no final pelo número de estacas por maciço e ainda que  $\eta_g=1$ .

d) **Valor de cálculo das forças atuantes**

$$PP_{Ed,mac} = \gamma_G \cdot \gamma_{BA} \cdot L_{mac} \cdot B_{mac} \cdot h_{mac} = 1,0 \times 25 \times 13,200 \times 6,000 \times 2,500 = 4950,000kN;$$

$$PP_{Ed,est} = \gamma_G \cdot \gamma_{BA} \cdot A_{est} \cdot L_{est} = 1,0 \times 25 \times \left( \frac{\pi \times 1,200^2}{4} \right) \times 8,500 = 240,332kN;$$

$$F_{cd} = 2 \cdot N_{Ed,pilar} + PP_{Ed,mac} + PP_{Ed,est} \cdot n_{est} = 2 \times |-14655,278| + 4950,000 + 240,332 \times 8 = 36183,211kN.$$

e) **Profundidade crítica**

Para,  $\phi'_{med} = 35^\circ \Rightarrow \frac{Dc}{B} = 12,417 \Leftrightarrow Dc = 12,417 \times 1,200 = 14,900m;$

NOTA: ver Figura 3.73.

Como,  $Dc > L_{est} \Rightarrow \sigma'_{V,max} = \gamma_{d,solo} \times L_{est} = 19 \times 8,500 = 161,500kN / m^2;$

Para,  $\phi'_{med} = 35^\circ \Rightarrow N_q = 60$

NOTA: ver Figura 3.74.

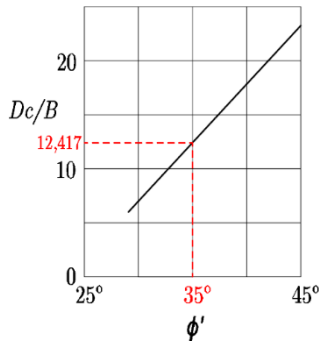


Figura 3.73 - Gráfico para determinar a profundidade crítica

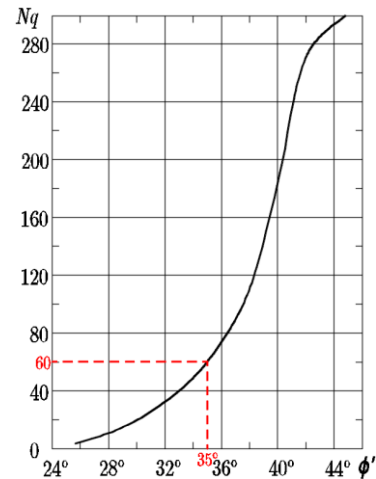


Figura 3.74 - Gráfico para determinar o fator de profundidade

f) **Valor calculado da capacidade resistente de ponta**

$$R_{b,cal} = \sigma'_{V,max} \cdot N_q \cdot A_b = 161,500 \times 60 \times \frac{\pi \times 1,200^2}{4} = 10959,132kN ;$$

Em que,  $A_b$  é a área de ponta da estaca.

g) **Valor calculado da capacidade resistente lateral**

$$k_s = 1 - \text{sen}(\phi') = 1 - \text{sen}(35) = 0,426 ;$$

Para o caso de estacas moldadas no local,  $\delta = 1,0 \cdot \phi'_d = 1,0 \times 32,479 = 32,479^\circ ;$

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

$$R_{s,cal} = \sigma'_{V,med} \cdot k_s \cdot \tan(\delta) \cdot A_s = 80,750 \times 0,426 \times \tan(32,479) \times 8,500 \times 2 \times \pi \times \frac{1,200}{2} = 702,373kN$$

Sendo,  $A_s$  é a área lateral da estaca,  $k_s = k_0$  é o coeficiente de repouso.

**h) Valor calculado da resistência total**

$$R_{c,cal} = R_{b,cal} + R_{s,cal} = 10959,132 + 702,373 = 11661,505kN .$$

**i) Valores característicos das capacidades resistentes**

$$R_{bk} = \min \left\{ \frac{(R_{b,cal})_{med}}{\zeta_3}; \frac{(R_{b,cal})_{min}}{\zeta_4} \right\} = 7827,951kN ;$$

$$R_{sk} = \min \left\{ \frac{(R_{s,cal})_{med}}{\zeta_3}; \frac{(R_{s,cal})_{min}}{\zeta_4} \right\} = 501,695kN ;$$

$$R_{ck} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{med}}{\zeta_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\zeta_4} \right\} = 8329,646kN .$$

**j) Valor de cálculo da capacidade resistente**

$$R_{cd,ind} = \min \left\{ \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s}; \frac{R_{ck}}{\gamma_t} \right\} = \min \left\{ \frac{7827,951}{1,6} + \frac{501,695}{1,3}; \frac{8329,646}{1,5} \right\} = 5278,389kN ;$$

Para o conjunto de estacas, o valor de cálculo da capacidade resistente é,

$$R_{cd} = n_{est} \cdot R_{cd,ind} \cdot n_g = 8 \times 5278,389 \times 1,0 = 42227,111kN .$$

**k) Verificação da capacidade resistente do solo de fundação**

Independentemente da variável base, a verificação é garantida se cumprir a condição:

$$F_{cd} \leq R_{cd} \tag{3.88}$$

Para os cálculos apresentados tem-se,

$$F_{cd} = 36183,211 < R_{cd} = 42227,111 , \text{ Segurança verificada }$$

De uma forma resumida, a Tabela 3.33 apresenta os valores das forças atuantes sobre o solo de fundação ( $F_{max}$ ) e os valores de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação ( $R_{rd}$ ).

**Tabela 3.33** - Verificação geotécnica das estacas dos maciços S3, S4 e S5

Maciço	$F_{cd}$ [kN]	$R_{rd}$ [kN]
S3	33086,328	78478,542
S4	31277,409	79751,942
S5	32846,731	67082,435

Conforme foi possível verificar, a condição (3.88) também é garantida para os restantes maciços.

## II. Verificação estrutural

De igual modo à verificação geotécnica, os cálculos do dimensionamento estrutural serão apresentados para o mesmo maciço de encabeçamento, no qual, a ação variável base é a ação sísmica.

### a) Maciço de encabeçamento e dimensionamento da zona do maciço sobre as estacas

Com base no modelo de cálculo demonstrado na Figura 3.75, será realizado o dimensionamento das armaduras do maciço, a partir da distribuição dos esforços, provenientes dos pilares para as respectivas estacas através de bielas.

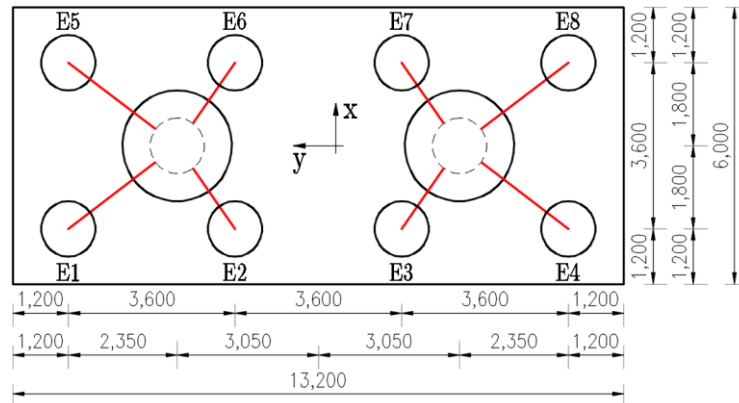


Figura 3.75 - Planta e modelo de cálculo do maciço de encabeçamento

Denominaram-se dois tipos de estacas, por forma a facilitar o dimensionamento do maciço de encabeçamento, pois as estacas do tipo 1 estão sujeitas ao mesmo tipo de carregamento, de igual modo para as estacas do tipo 2 (ver Tabela 3.34).

Tabela 3.34 - Coordenadas das estacas em relação ao centro de gravidade do maciço

Estaca	Tipo	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$(x_i)^2$ [m <sup>2</sup> ]	$(y_i)^2$ [m <sup>2</sup> ]
E1	1	-1,800	5,400	3,240	29,160
E2	2	-1,800	1,800	3,240	3,240
E3	2	-1,800	-1,800	3,240	3,240
E4	1	-1,800	-5,400	3,240	29,160
E5	1	1,800	5,400	3,240	29,160
E6	2	1,800	1,800	3,240	3,240
E7	2	1,800	-1,800	3,240	3,240
E8	1	1,800	-5,400	3,240	29,160
<b>Soma =</b>				<b>25,920</b>	<b>129,600</b>

A Figura 3.76 apresenta um esquema detalhado da distribuição dos esforços na zona do maciço sobre as estacas para os dois tipos de estacas, por forma a realizar o seu dimensionamento.

Utiliza-se a estaca E1 como exemplo para o dimensionamento das estacas do tipo 1, e a estaca E2 para o tipo 2.

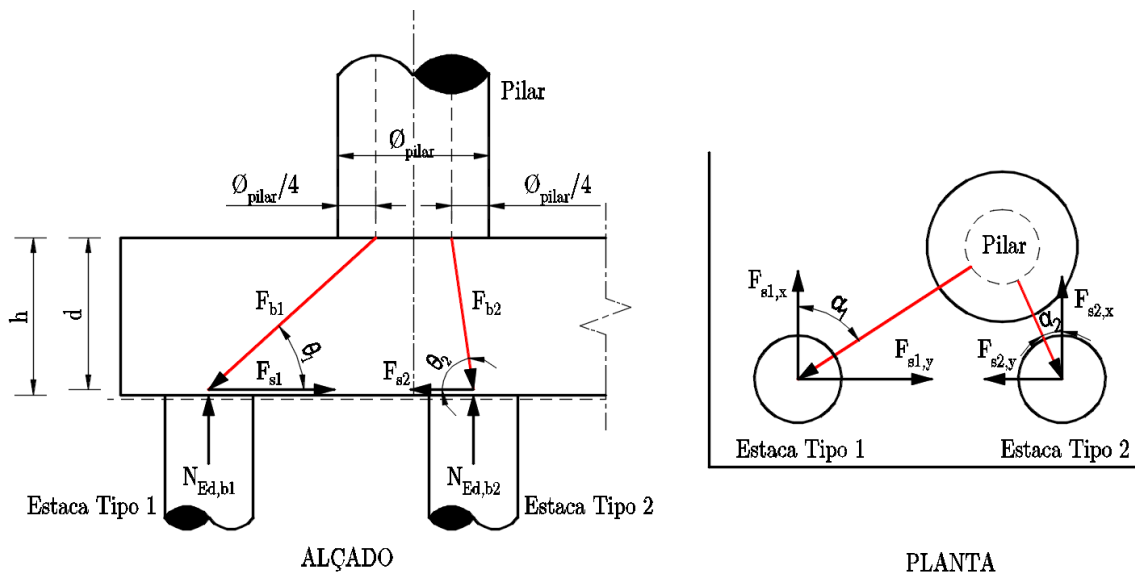


Figura 3.76 - Alçado e planta esquemáticos das bielas na zona do maciço de encabeçamento

1) Estaca Tipo 1

O valor do esforço axial numa estaca do maciço é dado pela fórmula:

$$N_{Ed,est1} = \frac{2 \cdot N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + 2 \cdot M_{Ed,x} \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} \quad (3.89)$$

O RSA menciona que a ação do sismo ocorre numa só direção, ou seja, ocorre só na direção X ou apenas na direção Y, contabilizando-se assim o momento com a maior contribuição.

$$2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} = 2 \times 17706,081 \times \frac{-1,800}{25,920} = -2459,178 ;$$

$$2 \cdot M_{Ed,x} \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} = 2 \times 16669,494 \times \frac{5,400}{129,600} = 1389,124 .$$

Conclui-se que o valor em absoluto da parcela  $2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2}$  é superior, assim sendo, no cálculo do valor do esforço axial será apenas contabilizada esta parcela.

$$N_{Ed,est1} = \frac{2 \cdot N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} = \frac{2 \times |-14655,278|}{8} + |-2459,178| = 6122,997 kN .$$

A altura útil do maciço de encabeçamento:

$$d_{mac} = h_{mac} - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 2,500 - 0,07 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 2,418m .$$

A força nas armaduras na zona do maciço sobre as estacas do tipo 1 é expressa da seguinte forma:

$$F_{s1} = \frac{N_{Ed,est1}}{\tan(\theta_1)} \quad (3.90)$$

Passos para a resolução da expressão (3.90):

$$\theta_1 = \arctan \left( \frac{d_{mac}}{\sqrt{y_{1,p}^2 + x_{1,p}^2} - \frac{\varnothing_{pilar}}{4}} \right) = \arctan \left( \frac{2,418}{\sqrt{2,350^2 + (-1,800)^2} - \frac{2,400}{4}} \right) = 45,694^\circ ;$$

$$F_{s1} = \frac{N_{Ed,est1}}{\tan(\theta_1)} = \frac{6122,997}{\tan(45,694)} = 5976,512kN .$$

Será necessário determinar as armaduras nas duas direções, nomeadamente na direção X e Y.

Ângulo da força total:

$$\alpha_1 = \arctan \left( \frac{y_{1,p}}{x_{1,p}} \right) = \arctan \left( \frac{2,350}{|-1,800|} \right) = 52,549^\circ .$$

Em que,  $x_{1,p}$  e  $y_{1,p}$  são as coordenadas em  $x$  e  $y$  do centro da estaca 1, com a origem dos eixos no centro do pilar.

Força nas armaduras do maciço na direção X e Y:

$$F_{s1,x} = F_{s1} \cdot \cos(\alpha_1) = 5976,512 \times \cos(52,549) = 3634,178kN ;$$

$$F_{s1,y} = F_{s1} \cdot \sin(\alpha_1) = 5976,512 \times \sin(52,549) = 4744,622kN .$$

Armadura na zona do maciço sobre as estacas na direção X e Y:

$$(A_{s1,x})_{cal} = \frac{F_{s1,x}}{f_{syd}} = \left( \frac{3634,178}{434,78 \times 10^3} \right) \times 10^4 = 83,586cm^2$$

Adota-se  $A_{s1,x} = 8\varnothing25 + 15\varnothing20$  ( $86,380cm^2$ ).

$$(A_{s1,y})_{cal} = \frac{F_{s1,y}}{f_{syd}} = \left( \frac{4744,622}{434,78 \times 10^3} \right) \times 10^4 = 109,126cm^2$$

Adota-se  $A_{s1,y} = 24\varnothing25$  ( $117,840cm^2$ ).

## 2) Estaca Tipo 2

O valor do esforço axial numa estaca do maciço é dado pela fórmula:

$$N_{Ed,est2} = \frac{2 \cdot N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + 2 \cdot M_{Ed,x} \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} \quad (3.91)$$

Contribuição do momento:

$$2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} = 2 \times 17706,081 \times \frac{-1,800}{25,920} = -2459,178 ;$$

$$2 \cdot M_{Ed,x} \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2} = 2 \times 16669,494 \times \frac{1,800}{129,600} = 463,041 ;$$

$$N_{Ed,est2} = \frac{2 \cdot N_{Ed,pilar}}{n_{est}} + 2 \cdot M_{Ed,y} \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} = \frac{2 \times |-14655,278|}{8} + |-2459,178| = 6122,997kN .$$

A força nas armaduras na zona do maciço sobre as estacas do tipo 2 é expressa da seguinte maneira:

$$F_{s2} = \frac{N_{Ed,est2}}{\tan(\theta_2)} \quad (3.92)$$

Passos para a resolução da expressão (3.92):

$$\theta_2 = \arctan \left( \frac{d_{mac}}{\sqrt{y_{2,p}^2 + x_{2,p}^2} - \frac{\varnothing_{pilar}}{4}} \right) = \arctan \left( \frac{2,418}{\sqrt{(-1,250)^2 + (-1,800)^2} - \frac{2,400}{4}} \right) = 56,648^\circ ;$$

$$F_{s2} = \frac{N_{Ed,est2}}{\tan(\theta_2)} = \frac{6122,997}{\tan(56,648)} = 4029,988kN .$$

Será necessário determinar as armaduras nas duas direções, nomeadamente na direção X e Y.

Ângulo da força total:

$$\alpha_2 = \arctan \left( \frac{y_{2,p}}{x_{2,p}} \right) = \arctan \left( \frac{|-1,250|}{|-1,800|} \right) = 34,778^\circ .$$

Força nas armaduras do maciço na direção X e Y:

$$F_{s2,x} = F_{s2} \cdot \cos(\alpha_2) = 4029,988 \times \cos(34,778) = 3310,111kN ;$$

$$F_{s2,y} = F_{s2} \cdot \sin(\alpha_2) = 4029,988 \times \sin(34,778) = 2298,688kN .$$

Armadura na zona do maciço sobre as estacas na direção X e Y:

$$(A_{s2,x})_{cal} = \frac{F_{s2,x}}{f_{syd}} = \left( \frac{3310,111}{434,78 \times 10^3} \right) \times 10^4 = 76,133cm^2$$

Adota-se  $A_{s2,x} = 8\varnothing25 + 15\varnothing20$  ( $86,380cm^2$ ).

$$(A_{s2,y})_{cal} = \frac{F_{s2,y}}{f_{syd}} = \left( \frac{2298,688}{434,78 \times 10^3} \right) \times 10^4 = 52,870cm^2$$

Adota-se  $A_{s2,y} = 24\varnothing25$  ( $117,840cm^2$ ).

## b) Estacas

Novamente, serão apresentados os cálculos referentes às estacas que compõem o maciço de encabeçamento S2.

### 1) Cálculo das armaduras transversais das estacas

A partir da expressão seguinte, determina-se o valor do esforço transversal atuante.

$$V_{Ed,est} = \frac{2 \cdot V_{Ed,pilar}}{n_{est}} \quad (3.93)$$

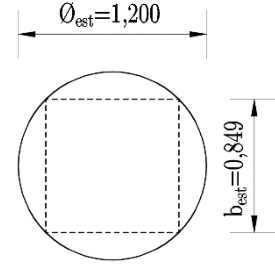
Passos para a resolução da expressão (3.93):

$$V_{Ed,pilar} = \max \{ V_{Ed,x}; V_{Ed,y} \} = 933,011kN$$

No cálculo das armaduras, por forma a simplificar a secção da estaca circular, transformou-se numa secção quadrada com uma dimensão de  $b_{est} = 0,849m$ , como ilustra a Figura 3.77.

A altura útil da secção:

$$d_{est} = b_{est} - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 0,849 - 0,070 - \left( \frac{12 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,773m$$



Por forma a determinar as armaduras é necessário realizar algumas fases, começando pelo cálculo da armadura mínima transversal, expressa do seguinte modo:

**Figura 3.77** - Secção transversal da estaca com simplificação

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot sen(\alpha) = \left[ \frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 0,849 \times sen(90) \right] \times 10^4 = 7,436cm^2 / m$$

Sendo  $b_w = b_{est} = 0,849m$ .

De seguida será calculada a armadura de cálculo com a contribuição esforço transverso atuante.

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed,est}}{z \cdot f_{syd} \cdot cot(\theta)} = \frac{233,253}{0,695 \times 434,78 \times 10^{-1} \times cot(30)} = 4,455cm^2 / m$$

Deste modo, determina-se a armadura necessária.

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \max \left\{ \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} ; \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} \right\} = 7,436cm^2 / m$$

Com 2 ramos, tem-se:  $\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \frac{7,436}{2} = 3,718cm^2 / m / ramo$ .

Adota-se  $\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \varnothing 12 / / 0,15$  ( $7,540cm^2 / m / ramo$ ).

Ou seja, para os 2 ramos, tem-se  $\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = 7,540 \times 2 = 15,080cm^2 / m$ .

## 2) Cálculo das armaduras longitudinais das estacas

O valor de cálculo do momento fletor atuante é expresso por:

$$M_{Ed,est} = V_{Ed,est} \cdot t \quad (3.94)$$

Em que,  $t$  é o coeficiente de comportamento elástico, calculado da seguinte maneira:

$$t = \frac{\varnothing_{est}}{3} \cdot \sqrt{\frac{E_{cm}}{E_{solo}}} = \frac{1,200}{3} \cdot \sqrt{\frac{33}{5 \times 10^{-3}}} = 3,605 ;$$

$$M_{Ed,est} = 233,253 \times 3,605 = 840,955kNm .$$

Com base no programa de cálculo mencionado no subcapítulo 3.8.3.1, dimensiona-se a armadura longitudinal, em que o valor do esforço axial toma o mínimo valor absoluto de todas as estacas.

$$N_{Ed,est} = \{ N_{Ed,est1} ; N_{Ed,est2} \} = -6122,997kN .$$

A armadura obtida é inferior à mínima, tendo-se por isso adotado a armadura mínima, determinada com base na expressão:

$$A_{s,\min} = 0,0025 \cdot A_c \quad (3.95)$$

Substituindo tem-se,

$$A_{s,\min} = 0,0025 \cdot A_c = \left( 0,0025 \times \frac{\pi \times 1,200^2}{4} \right) \times 10^4 = 28,274 \text{ cm}^2 .$$

Adota-se  $A_s = 17\text{Ø}16$  ( $34,170 \text{ cm}^2$ ).

## 3.9 ENCONTROS E SUAS FUNDAÇÕES

### 3.9.1 Considerações iniciais

O viaduto é composto por dois encontros designadas por E1 e E2. Cada um destes elementos estruturais são compostos por um espelho, uma viga de estribo, dois gigantes, duas sapatas isoladas e muros de avenida. Geometricamente são iguais, diferenciando entre si a altura dos gigantes e as dimensões das sapatas.

Os elementos estruturais são compostos por betão da classe C30/37 e armaduras ordinárias A500 NR; com um recobrimento de 0,070 metros.

### 3.9.2 Ações

Existem três tipos de ações: ações atuantes na massa do encontro; impulsos de terras; ações transmitidas pelo tabuleiro.

#### I. Ações atuantes na massa do encontro

A massa do encontro é composta por o espelho e viga de estribo, gigante, sapata e terras sobre a sapata (Solo 1 e Solo 2).

As ações atuantes decompõem-se em duas componentes; a força vertical e a força horizontal, como ilustra a Figura 3.78.

Nota-se que as sapatas não dispõem da componente horizontal da força, porque na ocorrência de um sismo, este acompanha a movimentação do solo.

A força vertical é igual ao peso próprio de cada elemento, ou seja,

$$F_V = PP \quad (3.96)$$

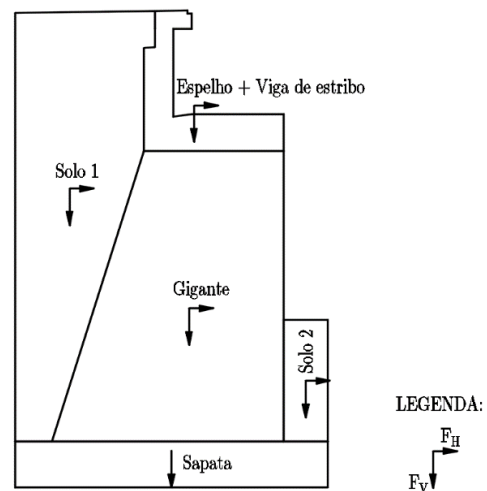


Figura 3.78 - Ações atuantes na massa do encontro

Enquanto a força horizontal é dada pela multiplicação da força vertical por um coeficiente sísmico, mais concretamente,

$$F_H = F_V \cdot \beta \quad (3.97)$$

O coeficiente sísmico é determinado com base na sua localização, nomeadamente na zona sísmica A. Com base nos Artigos 29.º e 31.º do RSA, o coeficiente de sismicidade é  $\alpha=1$  e o valor do coeficiente sísmico é dado por  $\beta = 0,16 \cdot \alpha = 0,16 \times 1,0 = 0,16$ .

## II. Impulsos de terras

Relativamente aos impulsos de terras, verificou-se a presença de três impulsos, sendo eles, impulsos devido ao peso próprio das terras (CP), impulsos devido a uma sobrecarga de  $10kN/m^2$  atuante no terraplano (SC), e ainda, impulsos devido à ação do sismo (E).

A Figura 3.79 apresenta não só os três impulsos, como outros parâmetros a utilizar, tais como; a altura do encontro ( $h_{ens}$ ), a profundidade onde os impulsos se anulam ( $z_s$ ), a inclinação com a horizontal do solo suportado no tardoz do encontro ( $i$ ) e no caso, as duas inclinações com a vertical do pano da estrutura no tardoz do encontro ( $\phi_i$ ).

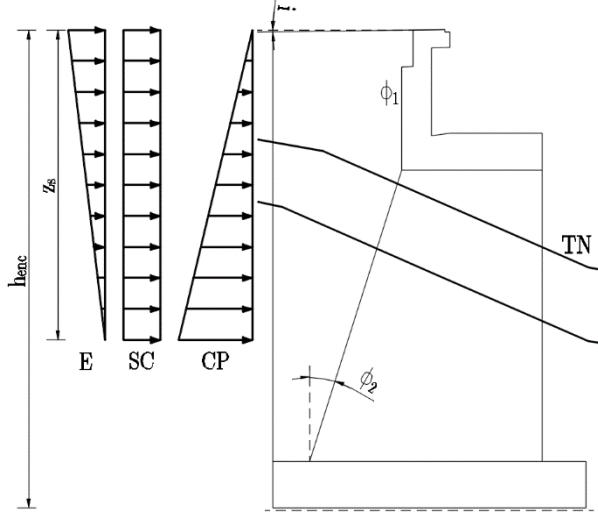


Figura 3.79 - Encontro com impulsos, alturas e ângulos considerados

### a) Coefficiente de impulso em repouso (Teoria de Rankine)

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d) \quad (3.98)$$

Em que,  $\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi')}{\gamma_{\phi'}}$

### b) Coefficiente de impulso ativo (Teoria de Coulomb)

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi'_d - \phi_i)}{\cos^2(\phi_i) \cdot \cos(\delta'_d + \phi_i) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta'_d + \phi'_d) \cdot \text{sen}(\phi'_d - i)}{\cos(\delta'_d + \phi_i) \cdot \cos(\phi_i - i)}} \right]^2} \quad (3.99)$$

Sendo,  $\delta'_d = \frac{2}{3} \cdot \phi'_d$

### c) Coefficiente de impulso para a ação do sismo (Teoria de Mononobe-Okabe)

$$k_{si} = \frac{\cos^2(\phi'_d - \phi_i - \theta_i)}{\cos(\theta_i) \cdot \cos^2(\phi_i) \cdot \cos(\delta'_d + \phi_i + \theta_i) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta'_d + \phi'_d) \cdot \text{sen}(\phi'_d - i - \theta_i)}{\cos(\delta'_d + \phi_i + \theta_i) \cdot \cos(\phi_i - i)}} \right]^2} \quad (3.100)$$

Em que,  $\theta_i = \arctan\left(\frac{k_H}{1 \pm k_V}\right)$ , com  $k_H = \beta$  e  $k_V = \frac{1}{3} \cdot k_H$ , adotando mais tarde o valor que

proporcionar o maior impulso sísmico.

### III. Ações transmitidas pelo tabuleiro

Estas ações são provenientes das ações do tabuleiro, que são transmitidas pelos aparelhos de apoio.

Essas ações transmitidas são caracterizadas, nomeadamente, por uma força vertical ( $F_{V,tab}$ ), por uma força horizontal na direção longitudinal ( $F_{HL,tab}$ ) e por uma força horizontal na direção transversal ( $F_{HT,tab}$ ) (ver Figura 3.80).

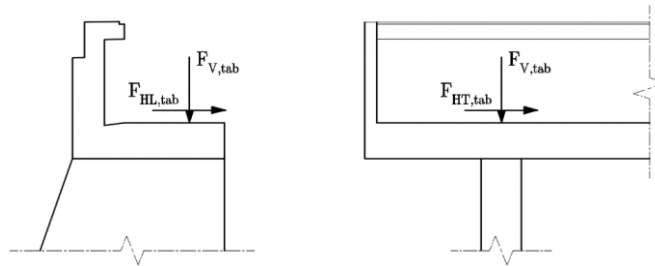


Figura 3.80 - Ações transmitidas pelo tabuleiro

Como o apoio é móvel na direção longitudinal, a força horizontal na direção longitudinal transmitida pelo tabuleiro tem em conta o atrito entre os elementos constituintes do apoio. Sendo assim, esta força é dada por,

$$F_{HL} = F_V \cdot \mu \quad (3.101)$$

Sendo  $\mu=0,05$  é o coeficiente de atrito entre o aço e o teflon.

### 3.9.3 Encontro E1

Encontro com 12,950 metros de altura total ( $h_{enc}$ ) e, em que, os impulsos anulam-se a uma profundidade aproximadamente de 8,400 metros ( $z_s$ ).

A segurança foi verificada para uma largura de encontro de 7,100 metros, correspondendo a metade do encontro.

#### I. Ações atuantes na massa do encontro E1

Estas ações são determinadas conforme as formulas expressas anteriormente, no subcapítulo I do 3.9.2 (ver Tabela 3.35).

Tabela 3.35 - Ações atuantes na massa de metade do encontro E1

Elemento	Forças		Centro de Gravidade	
	$F_V$ [kN]	$F_H$ [kN]	$CG_V$ [m]	$CG_H$ [m]
Espelho + Viga de estribo	1085,523	173,684	3,639	10,392
Gigante	1396,353	223,417	3,777	4,874
Sapata	1195,313	-	4,250	0,625
Solo 1	4198,810	671,810	7,030	8,129
Solo 2	534,564	85,530	0,600	2,901

O centro de gravidade  $CG_V$  corresponde à distância horizontal entre o ponto exterior da sapata e o centro de gravidade de cada elemento, quanto ao centro de gravidade  $CG_H$  corresponde à distância vertical entre o ponto exterior da sapata e o centro de gravidade de cada elemento (ver Figura 3.78).

## II. Impulso de terras no encontro E1

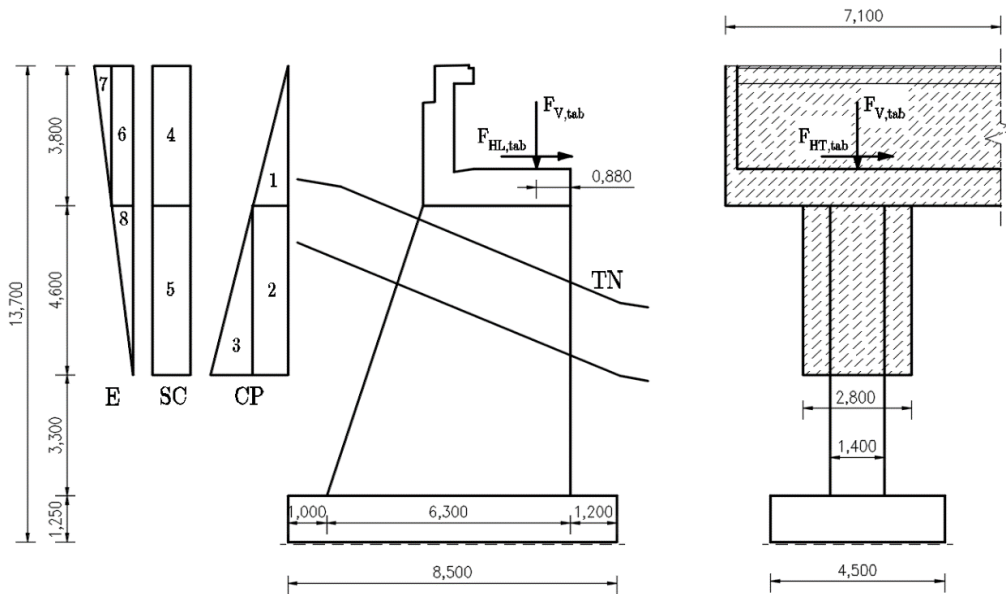


Figura 3.81 - Diagramas de impulsos de terras e área de aplicação no encontro E1

Por existir duas superfícies com diferentes características no tardoz do encontro, os impulsos de terras foram divididos em oito diagramas. Na zona do gigante, considerou-se que os impulsos de terras estão aplicados numa largura de influência que corresponde ao dobro da largura do gigante (ver Figura 3.81).

A Tabela 3.37 apresenta as várias expressões referentes aos impulsos de terras.

**Tabela 3.36** - Expressões dos impulsos de terras no encontro E1

Ação	Impulso	Expressão
CP	1	$I_{1,CP} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times k \times 3,800^2 \times 7,100$
	2	$I_{2,CP} = \gamma_d \times k \times 3,800 \times 4,600 \times 2,800$
	3	$I_{3,CP} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times k \times 4,600^2 \times 2,800$
SC	4	$I_{4,SC} = k \times S_{SC} \times 3,800 \times 7,100$
	5	$I_{5,SC} = k \times S_{SC} \times 4,600 \times 2,800$
E	6	$I_{a,6,E} = \gamma_d \times (k_s - k_a) \times 4,600 \times 3,800 \times 7,100$
	7	$I_{a,7,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times (k_s - k_a) \times 3,800^2 \times 7,100$
	8	$I_{a,8,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times (k_s - k_a) \times 4,600^2 \times 2,800$

Em que:

$\gamma_d$  - Valor de cálculo do peso específico do solo;

$k$  - Coeficiente de impulso em repouso ou ativo;

$S_{SC}$  - Força distribuída da sobrecarga no terrapleno,  $S_{SC} = 10kN / m^2$  ;

$k_s$  - Coeficiente de impulso para a ação sísmica;

$k_a$  - Coeficiente de impulso ativo.

Como na verificação geotécnica os impulsos são inclinados, cada impulso decompõem-se em duas componentes:

- Componente horizontal dos impulsos:

$$I_H = I \cdot \cos(\varphi_i + \delta'_d) \quad (3.102)$$

- Componente vertical dos impulsos:

$$I_V = I \cdot \text{sen}(\varphi_i + \delta'_d) \quad (3.103)$$

Em que,  $\delta'_d$  - Ângulo de atrito solo-muro.

### III. Ações transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1

Estas forças foram determinadas a partir do modelo tridimensional utilizado anteriormente, no programa de cálculo automático *SAP2000* (ver Tabela 3.37).

**Tabela 3.37** - Forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1

Tipo	Força vertical ( $F_{V,tab}$ )					Força horizontal transversal ( $F_{HT,tab}$ )
	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
<b>Máximo</b>	1280,049	685,863	111,336	434,208	0,305	420,708
<b>Mínimo</b>		-90,175	-55,668	-434,208	-0,305	-420,708

É de se referir novamente que as forças devido à ação sísmica foram divididas pelo coeficiente de comportamento sísmico  $\eta=2$ .

Todos os esforços característicos obtidos pelo programa de cálculo automático encontram-se disponíveis no Anexo M.

### 3.9.3.1 Verificação geotécnica

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro são dadas pelas seguintes expressões:

- Para a combinação em que tem a sobrecarga como ação variável base, tem-se,

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \cdot F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \cdot \left[ F_{V,SC,tab} + (\psi_{0,VDT} \cdot F_{V,VDT,tab} + \psi_{0,VUT} \cdot F_{V,VUT,tab}) \right] \quad (3.104)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \quad (3.105)$$

- Para a combinação em que tem o sismo como ação variável base, tem-se,

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \cdot F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \cdot F_{V,E,tab} \quad (3.106)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \quad (3.107)$$

No cálculo das forças horizontais longitudinais, quando a força vertical e horizontal longitudinal têm comportamentos diferentes, ou seja, uma é favorável e a outra é desfavorável, ou vice-versa, será necessário aplicar a fórmula da combinação à  $F_{Ed,HL,tab}$  com os respetivos coeficientes parciais de segurança em vez da fórmula descrita anteriormente.

Com base nas duas ações variáveis base, foram efetuadas 4 combinações, mencionadas na Tabela 3.38.

**Tabela 3.38** - Combinações a utilizar na verificação geotécnica

Nomenclatura	Combinação
(i)	$(1,00 \times CP + 1,00 \times E_{\max})$ , com impulsos ativos
(ii)	$(1,00 \times CP + 1,00 \times SC_{\max})$ , com impulsos ativos
(iii)	$(1,00 \times CP + 1,00 \times SC_{\min})$ , com impulsos ativos
(iv)	$(1,00 \times CP + 1,00 \times SC_{\max})$ , com impulsos em repouso

#### I. Estados limites últimos

Os estados limites últimos a verificar no presente projeto são: ao derrubamento, ao deslizamento e à rotura do terreno de fundação. Consoante a sua ação variável base, terá de cumprir os critérios descritos na Tabela 3.39.

**Tabela 3.39** - Critério de verificação da segurança

Estado Limite	Ação Variável Base: SISMO (E)	Ação Variável Base: SOBRECARGA (SC)
Derrubamento	$F.S. \geq 1,00$	$F.S. \geq 1,50$
Deslizamento	$F.S. \geq 1,00$	$F.S. \geq 1,50$
Rotura do terreno de fundação	$\sigma_{\max} \leq q_{rd}$	$\sigma_{\max} \leq q_{rd}$

A combinação (iv) não será realizada para avaliar a estabilidade global do encontro, mas unicamente as tensões no terreno, visto que se refere a um caso em repouso e, segundo a teoria do equilíbrio limite, a verificação da segurança ao derrubamento e ao deslizamento, realiza-se para uma situação com um aterro em estado ativo.

**a) Estado limite de derrubamento (EQU)**

De seguida, apresentam-se os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro consideradas na verificação ao estado limite em questão (ver Tabela 3.40).

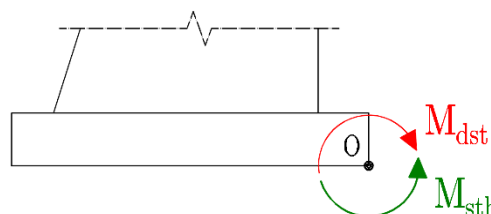
**Tabela 3.40** - Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1 no estado limite de derrubamento (EQU)

Força	Ação variável base			
	$E_{\max}$	$E_{\min}$	$SC_{\max}$	$SC_{\min}$
$F_{Ed,V,tab}$ [kN]	1280,049	1279,592	1152,044	575,895
$F_{Ed,HL,tab}$ [kN]	64,002	63,980	146,392	41,595

Para o caso de estudo, a combinação condicionante é a (ii).

A verificação é realizada com base no esquema ilustrado na Figura 3.82.

O fator de segurança é determinado pelo quociente entre os momentos estabilizantes e os momentos desestabilizantes.



**Figura 3.82** - Modelo de cálculo do estado limite de derrubamento

$$F.S. = \frac{\sum M_{stb}}{\sum M_{dst}} \quad (3.108)$$

Após efetuados os cálculos, obtiveram-se os seguintes somatórios:

$$\sum M_{stb} = 42125,386 kNm ;$$

$$\sum M_{dst} = 19656,513 kNm .$$

Assim o fator de segurança é,

$$F.S. = \frac{42125,386}{19656,513} = 2,14 > 1,50 , \text{ Segurança verificada.}$$

Os cálculos encontram-se mais detalhados no Anexo N.

b) **Estado limite de deslizamento (GEO e STR)**

De seguida, apresentam-se os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro consideradas na verificação ao estado limite em questão (ver Tabela 3.41).

**Tabela 3.41** - Valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1 no estado limite de deslizamento (GEO e STR)

Força	Ação variável base				
	E <sub>max</sub>	SC <sub>max</sub>		SC <sub>min</sub>	
		AC1 - Comb.1	AC1 - Comb.2	AC1 - Comb.1	AC1 - Comb.2
F <sub>Ed,V,tab</sub> [kN]	1280,507	3247,849	2597,194	2304,215	1779,378
F <sub>Ed,HL,tab</sub> [kN]	64,025	64,002	64,002	64,002	64,002

Nota-se que no caso de estudo em que a ação variável base é a sobrecarga, houve a necessidade de se utilizar a abordagem de cálculo 1 para as combinações 1 e 2. Para o caso em questão, a combinação condicionante é a (iii) para a AC1 – Comb.2.

A verificação é realizada conforme o esquema ilustrado na Figura 3.83.

O fator de segurança é determinado pelo quociente entre as forças estabilizantes e as forças desestabilizantes.

$$F.S. = \frac{\sum F_{stb}}{\sum F_{dst}} \quad (3.109)$$

Após efetuados os cálculos, obtiveram-se os seguintes somatórios:

$$\sum F_{stb} = 3817,716kN ;$$

$$\sum F_{dst} = 2037,676kN .$$

Assim o fator de segurança é,

$$F.S. = \frac{3817,716}{2037,676} = 1,87 > 1,50 , \text{ Segurança verificada.}$$

Os cálculos encontram-se mais detalhados no Anexo O.

c) **Estado limite de rotura do terreno de fundação (GEO e STR)**

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro consideradas na verificação são iguais aos que foram utilizados no estudo anterior para o estado limite de deslizamento.

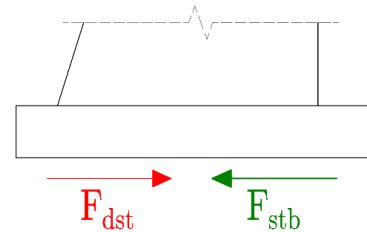
Para o caso de estudo, a combinação condicionante é a (iv).

1) **Tensão aplicada no solo de fundação**

A sapata do encontro é composta pelas dimensões em planta 8,500 × 4,500 (B × L).

Cálculo da tensão máxima aplicada sobre o solo é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_{Ed,V}}{B' \cdot L'} \quad (3.110)$$



**Figura 3.83** - Modelo de cálculo do estado limite de deslizamento

Resolução da expressão (3.110):

$$B' = B - 2 \cdot ex_B = B - 2 \cdot br_V = 8,500 - 2 \times 0,502 = 7,496m;$$

$$L' = L = 4,500m;$$

NOTA: (ver Figura 3.84)

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_{Ed,V}}{B' \cdot L'} = \frac{11745,503}{7,496 \times 4,500} = 348,215kPa.$$

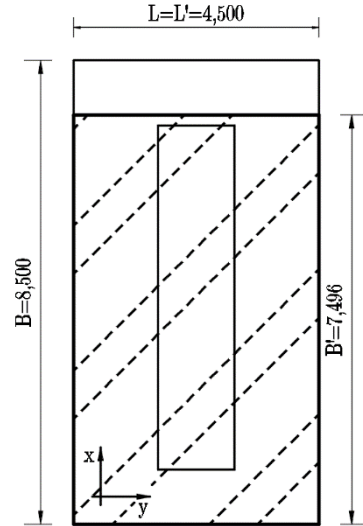


Figura 3.84 - Área efetiva da sapata do encontro E1

## 2) Valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação

O valor de cálculo da capacidade resistente ( $q_{rd}$ ) é determinada segundo as indicações do EC7.

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot L' \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_q \cdot i_q \quad (3.111)$$

Passos para a determinação da expressão (3.111):

- Fatores de capacidade resistente:

$$N_{q,d} = e^{\pi \tan(\phi'_d)} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'_d}{2} \right) = e^{\pi \tan(29,256)} \times \tan^2 \left( 45 + \frac{29,256}{2} \right) = 16,921;$$

$$N_{\gamma,d} = 2 \cdot (N_{q,d} - 1) \cdot \tan(\phi'_d) = 2 \times (16,921 - 1) \times \tan(29,256) = 17,837.$$

- Fatores de geometria da sapata em planta:

$$s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{7,496}{4,500} = 0,500;$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{7,496}{4,500} \cdot \text{sen}(29,256) = 1,814.$$

- Fator que leva em conta a direção da atuação da força horizontal (nas direções X e Y):

$$m_x = m_B = \frac{2 + (B'/L')}{1 + (B'/L')} = \frac{2 + (7,496/4,500)}{1 + (7,496/4,500)} = 1,375;$$

$$m_y = m_L = \frac{2 + (L'/B')}{1 + (L'/B')} = \frac{2 + (4,500/7,496)}{1 + (4,500/7,496)} = 1,625.$$

- Forças de cálculo (nas direções X e Y):

$$F_{Ed,H,x} = 0;$$

$$F_{Ed,H,y} = \sum F_{Ed,H} = 1142,449kN ;$$

$$F_{Ed,V,x} = F_{Ed,V,y} = \sum F_{Ed,V} = 11745,503kN .$$

- Fatores de inclinação da carga (nas direções X e Y):

$$i_{\gamma,x} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}} \right]^{m_x+1} = \left[ 1 - \frac{1142,449}{11745,503} \right]^{1,375+1} = 0,784 ;$$

$$i_{q,x} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H,x}}{F_{Ed,V,x}} \right]^{m_x} = \left[ 1 - \frac{1142,449}{11745,503} \right]^{1,375} = 0,869 ;$$

$$i_{\gamma,y} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V}} \right]^{m_y+1} = \left[ 1 - \frac{0,000}{11745,503} \right]^{1,625+1} = 1,000 ;$$

$$i_{q,y} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H,y}}{F_{Ed,V,y}} \right]^{m_y} = \left[ 1 - \frac{0,000}{11745,503} \right]^{1,625} = 1,000 .$$

- Tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico de solo acima da fundação:

$$q_0 = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo} = 19,0 \times 4,550 = 86,450kN / m^2 .$$

- Valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação (nas direções X e Y):

$$q_{rd,x} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot L^1 \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma,x} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_q \cdot i_{q,x} = 2604,471kN / m^2 ;$$

$$q_{rd,y} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d,solo} \cdot L^1 \cdot N_{\gamma,d} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma,y} + q_0 \cdot N_{q,d} \cdot s_q \cdot i_{q,y} = 3035,104kN / m^2 .$$

Assim o valor de  $q_{rd}$ , será o menor nas duas direções,

$$q_{rd} = \min \{ q_{rd,x}; q_{rd,y} \} = 2604,471kN / m^2 .$$

### 3) Verificação da capacidade resistente do solo de fundação

A verificação em causa foi realizada tendo como ação variável base a sobrecarga, no que deverá cumprir o seguinte requisito.

$$\sigma_{max} = 348,215 \leq q_{rd} = 2604,471 , \text{ Segurança verificada }$$

Os cálculos encontram-se mais detalhados no Anexo P.

### 3.9.3.2 Verificação estrutural

Na verificação estrutural, considerou-se que os impulsos de terras tomam a direção horizontal.

Os valores de cálculo das forças transmitidas pelo tabuleiro são determinadas pelas seguintes expressões:

- Para a combinação em que tem a sobrecarga como ação variável base, tem-se,

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \cdot F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \cdot \left[ F_{V,SC,tab} + (\psi_{0,VDT} \cdot F_{V,VDT,tab} + \psi_{0,VUT} \cdot F_{V,VUT,tab}) \right] \quad (3.112)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \quad (3.113)$$

- Para a combinação em que tem a ação sísmica como ação variável base, tem-se,

$$F_{Ed,V,tab} = \gamma_G \cdot F_{V,CP,tab} + \gamma_Q \cdot F_{V,E,tab} \quad (3.114)$$

$$F_{Ed,HL,tab} = F_{Ed,V,tab} \cdot \mu \quad (3.115)$$

$$F_{Ed,HT,tab} = \gamma_Q \cdot F_{HT,E,tab} \quad (3.116)$$

No cálculo das forças horizontais longitudinais, quando a força vertical e horizontal longitudinal têm comportamentos diferentes, ou seja, uma é favorável e a outra é desfavorável, ou vice-versa, será necessário aplicar a fórmula da combinação à  $F_{Ed,HL,tab}$  com os respectivos coeficientes parciais de segurança em vez da fórmula descrita anteriormente.

## I. Espelho

Para o dimensionamento deste elemento estrutural, a combinação condicionante é aquela com a ação variável do sismo.

Como modelo de cálculo considera-se uma consola com 2.80 metros de altura, sujeita aos seguintes impulsos de terras no tardoz (ver Figura 3.85).

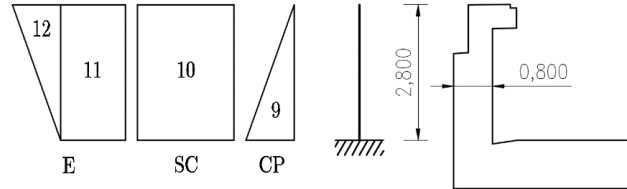


Figura 3.85 - Modelo de cálculo do espelho do encontro E1

Cálculo dos impulsos de terras:

$$I_{a9,CP} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times k_{ad} \times (2,800)^2 = \frac{1}{2} \times 19,00 \times 0,303 \times (2,800)^2 = 22,562kN / m;$$

$$I_{a10,SC} = k_{ad} \times S_{SC} \times 2,800 = 0,303 \times 10,00 \times 2,800 = 8,482kN / m;$$

$$\begin{aligned} I_{a11,E} &= \gamma_d \times (k_{sd} - k_{ad}) \times (z_s - 2,800) \times 2,800 = \\ &= 19,00 \times (0,429 - 0,303) \times (8,400 - 2,800) \times 2,800 = 37,501kN / m; \end{aligned}$$

$$I_{a12,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times (k_{sd} - k_{ad}) \times (2,800)^2 = \frac{1}{2} \times 19,00 \times (0,429 - 0,303) \times (2,800)^2 = 9,375kN / m.$$

O momento atuante é expresso pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \cdot M_{CP} + \gamma_Q \cdot M_E \quad (3.117)$$

Em que:

$$M_{CP} = I_{a9,CP} \times \frac{1}{3} \times 2,800 = 22,562 \times \frac{1}{3} \times 2,800 = 21,057kNm / m;$$

$$\begin{aligned} M_E &= I_{a11,E} \times \frac{1}{2} \times 2,800 + I_{a12,E} \times \frac{2}{3} \times 2,800 = 37,501 \times \frac{1}{2} \times 2,800 + 9,375 \times \frac{2}{3} \times 2,800 = \\ &= 70,002kNm / m. \end{aligned}$$

Substituindo na expressão (3.117), tem-se:

$$M_{Ed} = 1,35 \times 21,057 + 1,50 \times 70,002 = 133,431kNm / m .$$

Determinação da armadura:

$$d = 0,800 - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 0,800 - 0,07 - \left( \frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,720m ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{133,431}{1,000 \times 0,720^2 \times 20 \times 10^3} = 0,013 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013} = 0,013 ;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,013 \times 1,000 \times 0,720 \times \left( \frac{20}{434,78} \right) \right] \times 10^4 = 4,290cm^2 / m ;$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = \left[ 0,26 \times \left( \frac{2,9}{500} \right) \times 1,000 \times 0,720 \right] \times 10^4 = 10,858cm^2 / m .$$

Armadura necessária para a verificação:

$$A_{s,nec} = \max \{ A_{s,cal} ; A_{s,min} \} = 10,858cm^2 / m$$

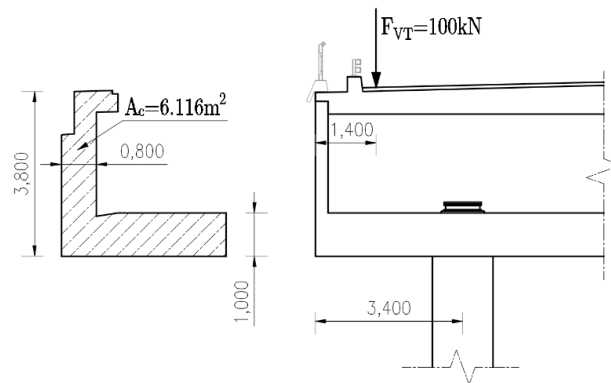
Adota-se  $A_s = \varnothing 20 / / 0,20$  (15,710cm<sup>2</sup> / m).

## II. Viga de estribo

A viga de estribo, simultaneamente com o espelho, funcionam em conjunto como uma única viga. Está sujeito às seguintes ações e aos respetivos efeitos:

### a) Peso Próprio (PP) + Veículo Tipo (VT)

Apresenta-se de seguida o modelo para o dimensionamento da viga de estribo, devido às respetivas ações (ver Figura 3.86). A combinação sísmica é a condicionante.



**Figura 3.86** - Modelo de cálculo da viga de estribo do encontro E1 devido às ações do PP e do VT

O momento atuante é expresso pela seguinte expressão:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= \gamma_G \cdot A_c \cdot \gamma_{BA} \cdot \frac{(L_{cons})^2}{2} + \gamma_Q \cdot F_{VT} \cdot (L_{cons} - L_{passeio+lancil}) = \\ &= 1,35 \times 6,116 \times 25 \times \frac{(3,400)^2}{2} + 1,50 \times 100 \times (3,400 - 1,400) = 1493,005kNm. \end{aligned}$$

Determinação da armadura:

$$d = h - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 3,800 - 0,07 - \left( \frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,720m ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1493,005}{0,800 \times 3,720^2 \times 20 \times 10^3} = 0,007 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007} = 0,007 ;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,007 \times 0,800 \times 3,720 \times \left( \frac{20}{434,78} \right) \right] \times 10^4 = 9,262cm^2 ;$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = \left[ 0,26 \times \left( \frac{2,9}{500} \right) \times 0,800 \times 3,720 \right] \times 10^4 = 44,878cm^2 .$$

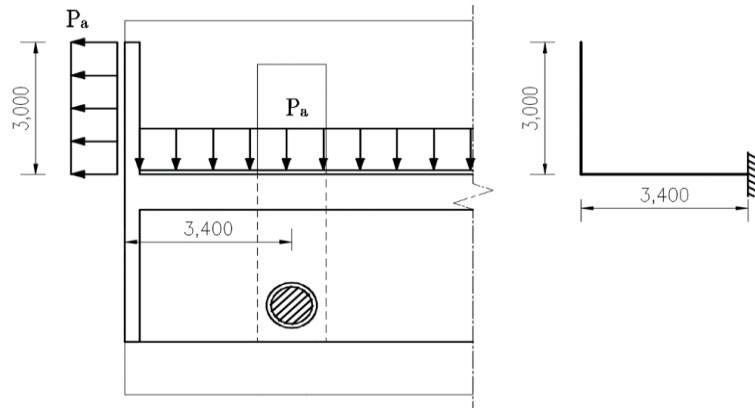
Armadura necessária para a verificação:

$$A_{s,nec} = \max \{ A_{s,cal} ; A_{s,min} \} = 44,878cm^2$$

Adota-se  $A_s = 15\varnothing 20$  ( $47,100cm^2$ ).

#### b) Impulsos de terras

Os impulsos de terras estão aplicados no tardo da viga de estribo, em conjunto com o espelho e com o muro de avenida. A Figura 3.87 demonstra não só o modelo de cálculo a utilizar como a localização dos impulsos de terras. A combinação sísmica é a condicionante.



**Figura 3.87** - Modelo de cálculo da viga de estribo do encontro E1 devido aos impulsos de terras na viga de estribo

Cálculo das pressões dos impulsos de terras:

$$P_{a,CP} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d,solo} \times k_{ad} \times 3,800 = \frac{1}{2} \times 19,00 \times 0,303 \times 3,800 = 10,935kN / m^2 ;$$

$$P_{a,SC} = k_{ad} \times S_{SC} = 0,303 \times 10,00 = 3,030kN / m^2 ;$$

$$P_{a,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d,solo} \times (k_{sd} - k_{ad}) \times \left[ (z_s - 3,800) + z_s \right] = \\ = \frac{1}{2} \times 19,00 \times (0,429 - 0,303) \times \left[ (8,400 - 3,800) + 8,400 \right] = 15,546kN / m^2 .$$

Em que, 3,800 metros refere-se à altura do espelho e da viga de estribo em conjunto.

Pressão total instalada:

$$P_{a,Ed} = \gamma_G \cdot P_{a,CP} + \gamma_Q \cdot P_{a,E} = 1,35 \times 10,935 + 1,50 \times 15,546 = 38,082kN / m^2 .$$

O momento atuante é expresso pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = P_{a,Ed} \cdot \frac{(L_{cons})^2 + (L_{muro})^2}{2} = 38,082 \times \frac{(3,400)^2 + (3,000)^2}{2} = 391,479kNm / m .$$

Determinação da armadura:

$$d = h - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 3,800 - 0,07 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,722m ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{391,479}{1,000 \times 3,722^2 \times 20 \times 10^3} = 0,001 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,001} = 0,001 ;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,002 \times 1,00 \times 3,722 \times \left( \frac{20}{434,78} \right) \right] \times 10^4 = 2,421cm^2 / m .$$

Adota-se  $A_s = \varnothing 16 / / 0,20$  (10,050cm<sup>2</sup> / m).

### c) Ação sísmica transmitida pelo tabuleiro

Durante a atuação de um sismo, a superestrutura transmite uma força horizontal transversal de 841,415kN. A força divide-se pelos dois apoios do encontro. A combinação sísmica é a condicionante.

O momento fletor no estribo devido ao sismo é semelhante ao momento fletor devido ao sismo no gigante (ver Figura 3.89).

$$M_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{F_{HT,E}}{2} \cdot \frac{h_{gigante}}{2} = 1,50 \times \frac{841,415}{2} \times \frac{7,900}{2} = 2492,692kNm ;$$

$$m_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{2492,692}{3,800} = 655,972kNm / m .$$

Determinação da armadura:

$$d = h_{viga\ est} - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 1,000 - 0,07 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,922m ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{655,972}{1,000 \times 0,922^2 \times 20 \times 10^3} = 0,039 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039} = 0,039 ;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,039 \times 1,000 \times 0,922 \times \left( \frac{20}{434,78} \right) \right] \times 10^4 = 16,692cm^2 / m .$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = \left[ 0,26 \times \left( \frac{2,9}{500} \right) \times 1,000 \times 0,922 \right] \times 10^4 = 13,904cm^2 / m .$$

Armadura necessária para a verificação:

$$A_{s,nec} = \max \{ A_{s,cal} ; A_{s,min} \} = 16,692cm^2 / m$$

Adota-se  $A_s = \varnothing 16 / / 0,10$  (20,110cm<sup>2</sup> / m).

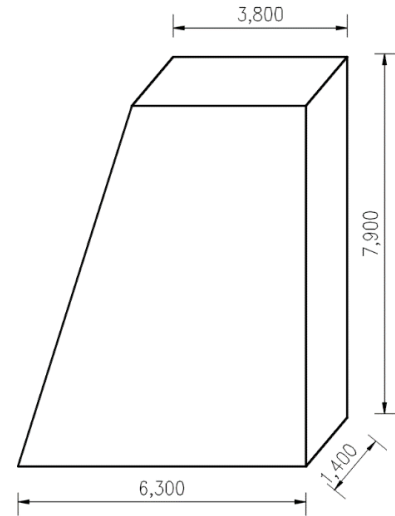
### III. Gigante

Cada encontro é composto por dois gigantes, centrados por baixo de cada apoio do tabuleiro.

Os gigantes são solicitados em ambas as direções, longitudinal e transversal.

O gigante no encontro E1 é geometricamente composto por uma altura de 7,900 metros, uma largura na face superior de 3,800 metros, uma largura na face inferior de 6,300 metros e uma espessura de 1,400 metros (ver Figura 3.88).

Serão apresentados os cálculos nas duas direções separadamente.



**Figura 3.88** - Características geométricas do gigante

#### a) Direção transversal ou direção Y

Nesta direção, o gigante é solicitado pela ação sísmica e tem como modelo de cálculo adotado para a análise, o demonstrado na ilustração na Figura 3.89.

##### 1) Verificação da segurança à flexão

Momento atuante nas duas secções:

$$M_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{F_{HT,E}}{2} \cdot \frac{h_{gigante}}{2} = 2492,692 kNm ;$$

○ Secção 1:  $m_{Ed,s1} = \frac{M_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{2492,692}{3,800} = 655,972 kNm / m ;$

○ Secção 2:  $m_{Ed,s2} = \frac{M_{Ed}}{B_{inf}} = \frac{2492,692}{6,300} = 395,665 kNm / m$

Altura útil:

$$d = esp - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 1,400 - 0,07 - \left( \frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,320 m .$$

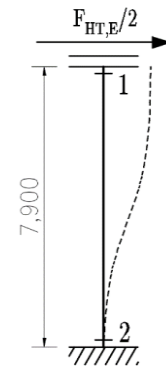
Determinação da armadura:

○ Secção 1:

$$\mu = \frac{m_{Ed,s1}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{655,972}{1,000 \times 1,320^2 \times 20 \times 10^3} = 0,019 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,019} = 0,019 ;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,019 \times 1,000 \times 1,320 \times \left( \frac{20}{434,78} \right) \right] \times 10^4 = 11,440 cm^2 / m ;$$



**Figura 3.89** - Modelo de cálculo para análise do gigante na direção transversal

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \cdot b_t \cdot d = \left[ 0,26 \times \left( \frac{2,9}{500} \right) \times 1,000 \times 1,320 \right] \times 10^4 = 19,906 \text{ cm}^2 / m .$$

Armadura necessária para a verificação:

$$A_{s,nec} = \max \{ A_{s,cal}; A_{s,\min} \} = 19,906 \text{ cm}^2 / m$$

$$\text{Adota-se } A_s = \varnothing 20 / / 0,15 \left( 20,940 \text{ cm}^2 / m \right) .$$

o Secção 2:

$$\mu = \frac{m_{Ed,s2}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{395,665}{1,000 \times 1,320^2 \times 20 \times 10^3} = 0,011 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011} = 0,011 ;$$

$$A_{s,cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,022 \times 1,000 \times 1,320 \times \left( \frac{20}{434,78} \right) \right] \times 10^4 = 6,934 \text{ cm}^2 / m .$$

Armadura necessária para a verificação:

$$A_{s,nec} = \max \{ A_{s,cal}; A_{s,\min} \} = 19,906 \text{ cm}^2 / m$$

$$\text{Adota-se } A_s = \varnothing 20 / / 0,15 \left( 20,940 \text{ cm}^2 / m \right) .$$

## 2) Verificação da segurança ao esforço transverso

Esforço transverso atuante:

$$V_{Ed} = \gamma_Q \cdot \frac{F_{HT,E}}{2} = 1,50 \times \frac{841,415}{2} = 631,061 \text{ kN} .$$

Determinação da armadura:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) = \left[ \frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 3,800 \times \text{sen}(90) \right] \times 10^4 = 33,202 \text{ cm}^2 / m ;$$

$$d = \text{esp} - \text{rec} - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 1,400 - 0,07 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,318 \text{ m} ;$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot \cot(\theta)} = \left[ \frac{631,061}{0,9 \times 1,318 \times 434,78 \times 10^3 \times \cot(30)} \right] \times 10^4 = 7,067 \text{ cm}^2 / m ;$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \max \left\{ \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} ; \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} \right\} = 46,059 \text{ cm}^2 / m ;$$

$$\text{Para 2 ramos, tem-se } \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \frac{46,059}{2} = 23,029 \text{ cm}^2 / m / \text{ ramo} .$$

$$\text{Adota-se } \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \varnothing 25 / / 0,20 \left( 24,540 \text{ cm}^2 / m / \text{ ramo} \right) .$$

Cálculo do esforço transverso resistente:

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= f_{syd} \cdot \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot \left[ \left( \cot(\theta) + \cot(\alpha) \right) \cdot \text{sen}(\alpha) \right] = \\ &= 434,78 \times 24,540 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 1,318 \times \left[ \left( \cot(30) + \cot(90) \right) \times \text{sen}(90) \right] = 2191,293 \text{ kN} ; \end{aligned}$$

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528;$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 5,256 \times 0,9 \times 1,318}{\cot(30) + \tan(30)} = 28496,358kN.$$

Logo, o valor do esforço transverso é:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s}; V_{Rd,max} \} = 2191,293kN$$

Verificação da segurança:

$$V_{Ed} = 631,061 < V_{Rd} = 2191,293, \text{ Verifica a segurança}$$

### b) Direção longitudinal ou direção X

Nesta direção, o gigante é induzido pelas forças transmitidas pelo tabuleiro, as ações da massa do encontro e os impulsos de terras. As forças de compressão do gigante foram desprezadas, mais concretamente, as forças verticais a que o gigante está submetido.

Para o dimensionamento, a combinação da ação sísmica é a condicionante, ou seja, a combinação (i).

#### 1) Esforços atuantes

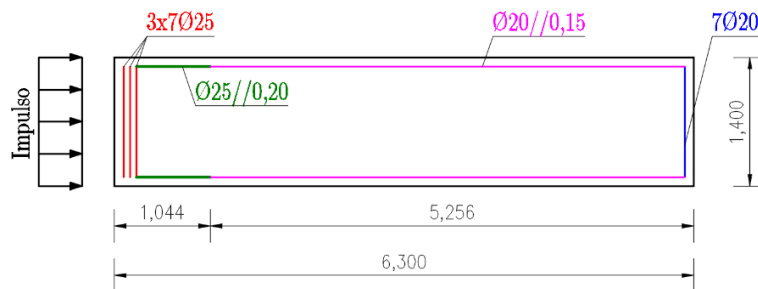
Os valores de cálculo do esforço transverso e do momento fletor são respetivamente:

$$V_{Ed} = F_{Ed,HL} = \sum_{i=1}^m F_{Ed,HLi} = 4417,778kN;$$

$$M_{Ed} = \sum_{i=1}^m (F_{Ed,HLi} \cdot br_{Hi}) = 32412,699kNm.$$

#### 2) Armaduras longitudinais do gigante

As armaduras longitudinais foram determinadas recorrendo a uma folha de cálculo, em que, se obteve, tanto para o encontro E1 como para o E2, as armaduras satisfatórias para cumprir a segurança à flexão, ilustradas na Figura 3.90.



**Figura 3.90** - Armaduras longitudinais do gigante

As armaduras retratadas pela cor vermelha e pela cor verde estão à cedência, correspondendo a uma área de  $A_s=146,037cm^2$ , com um braço do binário de forças internas de  $z=5,362m$ .

3) Esforços resistentes

O valor do momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{syd} \cdot z = 146,037 \times 434,78 \times 10^{-1} \times 5,362 = 34048,642kNm.$$

Determinação da armadura de esforço transverso:

$$d = 3,800 - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 3,800 - 0,07 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,718m;$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} \cdot b_w \cdot sen(\alpha) = \left[ \frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 1,400 \times sen(90) \right] \times 10^4 = 12,269cm^2 / m;$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd} \cdot cot(\theta)} = \left[ \frac{4417,778}{0,9 \times 3,718 \times 434,78 \times 10^3 \times cot(30)} \right] \times 10^4 = 17,534cm^2 / m;$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \max \left\{ \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min}; \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{cal} \right\} = 17,534cm^2 / m;$$

Para 2 ramos, tem-se  $\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{nec} = \frac{17,534}{2} = 8,767cm^2 / m / ramo;$

Adota-se  $\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = \varnothing 20 / / 0,15 \left( 20,940cm^2 / m / ramo \right).$

Cálculo do esforço transverso resistente:

$$V_{Rd,s} = f_{syd} \cdot \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot \left[ cot(\theta) + cot(\alpha) \cdot sen(\alpha) \right] =$$

$$= 434,78 \times 20,940 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 3,718 \times \left[ cot(30) + cot(90) \times sen(90) \right] = 5275,978kN;$$

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528;$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d}{cot(\theta) + tan(\theta)} = \frac{1,0 \times 0,528 \times 20 \times 10^3 \times 1,400 \times 0,9 \times 3,718}{cot(30) + tan(30)} = 21418,353kN.$$

Logo, o valor do esforço transverso é:

$$V_{Rd} = \min \left\{ V_{Rd,s}; V_{Rd,max} \right\} = 5275,978kN.$$

4) Verificação da segurança

$$M_{Ed} = 32412,699 < M_{Rd} = 34048,642, \text{ Verifica a segurança}$$

$$V_{Ed} = 4417,778 < V_{Rd} = 5275,978, \text{ Verifica a segurança}$$

Os esforços para o dimensionamento estrutural dos gigantes devido aos impulsos e às forças aplicadas encontram-se no Anexo Q.

#### IV. Sapata

A Figura 3.91 demonstra as dimensões e a geometria das sapatas e da base do gigante.

Cada encontro é composto por duas sapatas isoladas, uma para cada gigante.

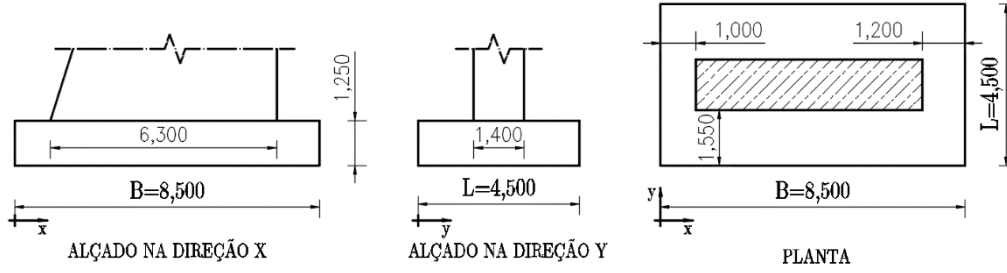


Figura 3.91 - Dimensões e geometria da sapata do encontro E1

No dimensionamento das sapatas, a combinação mais desfavorável é a (i), a que conta com a ação sísmica como ação variável base.

Os esforços localizados na base do gigante são:

$$N_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,Vi} = 12497,905kN ;$$

$$V_{Ed,x} = F_{Ed,HL} = \sum_{i=1}^n F_{Ed,HLi} = 4417,778kN ;$$

$$V_{Ed,y} = F_{Ed,HT} = \gamma_Q \cdot \frac{1}{2} \cdot F_{HT,E} = 1,50 \times \frac{1}{2} \times 841,415 = 631,061kN ;$$

$$M_{Ed,y} = \sum_{i=1}^m (F_{Ed,Vi} \cdot br_{Vi}) + \sum_{j=1}^n (F_{Ed,HLj} \cdot br_{HLj}) = 27057,978kNm ;$$

$$M_{Ed,x} = F_{Ed,HT} \cdot br_{HT} = -631,061 \times 7,90 = -4985,384kNm .$$

Peso próprio de cada sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h \cdot B \cdot L = 25 \times 1,250 \times 8,500 \times 4,500 = 1195,313kN .$$

Valores dos esforços na base da sapata:

$$N_{Ed,b} = N_{Ed} + PP_{sapata} = 12497,905 + 1195,313 = 13693,217kN ;$$

$$M_{Ed,b,y} = M_{Ed,y} + V_{Ed,x} \cdot h = 27057,978 + 4417,778 \times 1,250 = 32580,201kNm ;$$

$$M_{Ed,b,x} = M_{Ed,x} - V_{Ed,y} \cdot h = -4985,384 - 631,061 \times 1,250 = -5774,210kNm .$$

Valores das excentricidades na base da sapata:

- Direção X:  $ex_{b,x} = \frac{M_{Ed,b,y}}{N_{Ed,b}} = \frac{32580,201}{13693,217} = 2,379m .$
- Direção Y:  $ex_{b,y} = -\frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = -\frac{-5774,210}{13693,217} = 0,422m .$

Como o sismo atua separadamente em cada direção, considera-se o valor da excentricidade para a direção em estudo.

a) **Verificação estrutural das sapatas na direção longitudinal (ou direção X)**

A tensão aplicada sobre o solo é expressa pela expressão:

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\text{solo}} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} \quad (3.118)$$

Resolução da expressão (3.118):

$$B' = B - 2 \cdot ex_B = 8,500 - 2 \times 2,379 = 3,741m ;$$

$$L' = L = 4,500m ;$$

NOTA: ver Figura 3.92.

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} = \frac{13693,217}{3,741 \times 4,500} = 813,313kPa .$$

Seguidamente procede-se ao cálculo das armaduras da face inferior e superior na direção em estudo.

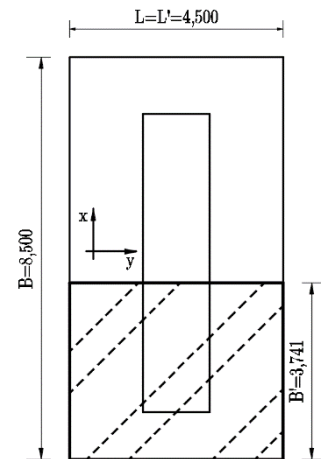


Figura 3.92 - Área efetiva da sapata do encontro E1 na direção X

1) **Armaduras da face inferior da sapata na direção longitudinal ou direção X**

Por forma a determinar estas armaduras, utilizou-se o método das bielas (ver Figura 3.93).

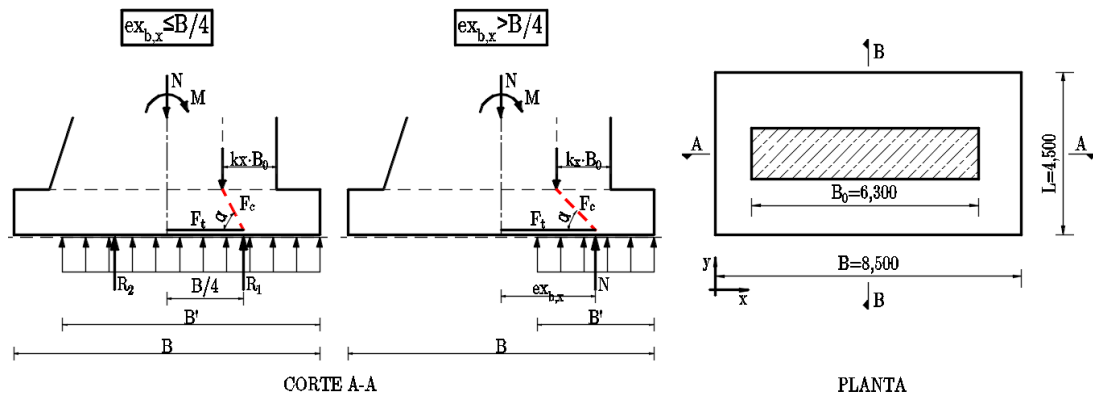


Figura 3.93 - Modelo de cálculo para o método das bielas

Segundo este método, a determinação da força de cálculo no tirante de armaduras junto à base da sapata ( $F_{tsd,x}$ ) e por consequência a determinação da área de armadura de cálculo ( $(A^+_{s,x})_{cal}$ ), segue as expressões demonstradas na Tabela 3.42.

Tabela 3.42 - Fórmulas da força de cálculo no tirante e da área de armadura

Se $ex_{b,x} \leq \frac{B}{4}$	$Ft_{sd,x} = \frac{B}{2} \cdot L' \cdot \sigma_{\max} \cdot \left( \frac{B}{4} - a_0 \cdot (0,5 - k_x) \right)$	$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{Ft_{sd,x}}{f_{syd} \cdot L'}$
Se $ex_{b,x} > \frac{B}{4}$	$Ft_{sd,x} = \frac{N_{Ed,b}}{d} \cdot (ex_{b,x} - a_0 \cdot (0,5 - k_x))$	

Passos para a determinação das armaduras na face inferior da sapata:

$$d = h - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 1,250 - 0,07 - \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,168m .$$

O valor do coeficiente  $k_x$  é determinado pela interpolação entre os valores  $e/a_0$  e  $k$ , com base nos valores de referência descritos na Tabela 3.43.

**Tabela 3.43 - Valores do coeficiente k**

$e/a_0$	0	0,25	0,5	1	1,5
$k$	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

$$e = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} = \frac{27057,978}{12497,905} = 2,165m ;$$

$$a_0 = B_0 = 6,300m .$$

Para,  $\frac{e}{a_0} = \frac{2,165}{6,300} = 0,344$ , tem-se  $k_x = 0,181$ .

No caso da sapata do encontro E1, como  $ex_{b,x} = 2,379 > \frac{B}{4} = 2,125$  tem-se,

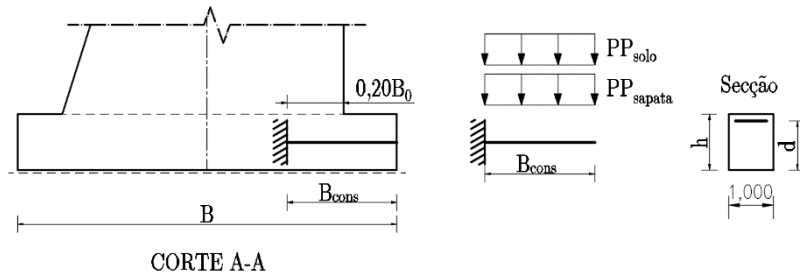
$$Ft_{sd,x} = \frac{N_{Ed,b} \cdot (ex_{b,x} - a_0 \cdot (0,5 - k_x))}{d} = 4354,790kN ;$$

$$(A^+_{s,x})_{cal} = \frac{Ft_{sd,x}}{f_{syd} \cdot L'} = \left( \frac{4354,790}{434,78 \times 10^3 \times 4,500} \right) \times 10^4 = 22,258cm^2 / m .$$

Adota-se  $A^+_{s,x} = \varnothing 25 / 0,20$  ( $24,540cm^2 / m$ ).

2) Armaduras da face superior da sapata na direção longitudinal ou direção X

Segue-se o modelo de cálculo considerado, com os respectivos carregamentos (ver Figura 3.94):



**Figura 3.94 - Modelo de cálculo das armaduras da face superior na direção X**

O modelo anterior traduz-se numa consola que está sujeita ao carregamento do peso próprio da sapata e o peso próprio do solo acima da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h = 25 \times 1,250 = 31,250kN / m^2 ;$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo} = 19,0 \times 3,300 = 62,700kN / m^2 .$$

Valor de cálculo do momento fletor máximo:

$$B_{cons} = 1,2 + (0,20 \cdot B_0) = 1,2 + (0,20 \times 6,300) = 2,460m ;$$

$$M_{Ed,y}^- = (\gamma_G \cdot PP_{sapata} + \gamma_Q \cdot PP_{solo}) \cdot \frac{(B_{cons})^2}{2} = (1,35 \times 31,250 + 1,5 \times 62,700) \times \frac{(2,460)^2}{2} = 412,227 \text{ kNm} / \text{m}.$$

Expressão para a determinação das armaduras na face superior da sapata:

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.119)$$

Passos para a resolução da expressão (3.119):

$$d = h - rec - \left( \frac{\emptyset_{adot}}{2} \right) = 1,250 - 0,07 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,172 \text{ m} ;$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,y}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{412,227}{1,0 \times 1,172^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,015 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015} = 0,015 ;$$

$$(A_{s,x}^-)_{cal} = \left( 0,015 \times 1,000 \times 1,172 \times \frac{20,00}{434,78} \right) \times 10^4 = 8,180 \text{ cm}^2 / \text{m} .$$

Adota-se  $A_{s,x}^- = \emptyset 16 / 0,20$  ( $10,050 \text{ cm}^2 / \text{m}$ ).

#### b) Verificação estrutural das sapatas na direção transversal (ou direção Y)

O cálculo da tensão aplicada sobre o solo é efetuado com base na expressão (3.118).

Resolução da expressão (3.118):

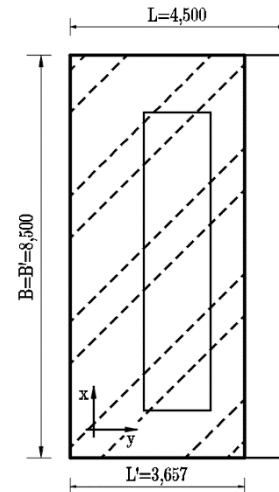
$$B' = B = 8,500 \text{ m} ;$$

$$L' = L - 2 \cdot ex_L = 4,500 - 2 \times 0,422 = 3,657 \text{ m} ;$$

**NOTA:** ver Figura 3.95.

$$\sigma_{max} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \cdot L'} = \frac{13693,217}{8,500 \times 3,657} = 440,516 \text{ kPa} .$$

Seguidamente procede-se ao cálculo das armaduras da face inferior e superior na direção em estudo.



**Figura 3.95** - Área efetiva da sapata do encontro E1 na direção Y

1) Armaduras da face inferior da sapata na direção transversal ou direção Y

Por forma a determinar estas armaduras, utilizou-se novamente o método das bielas. A Figura 3.96 demonstra o modelo utilizado.

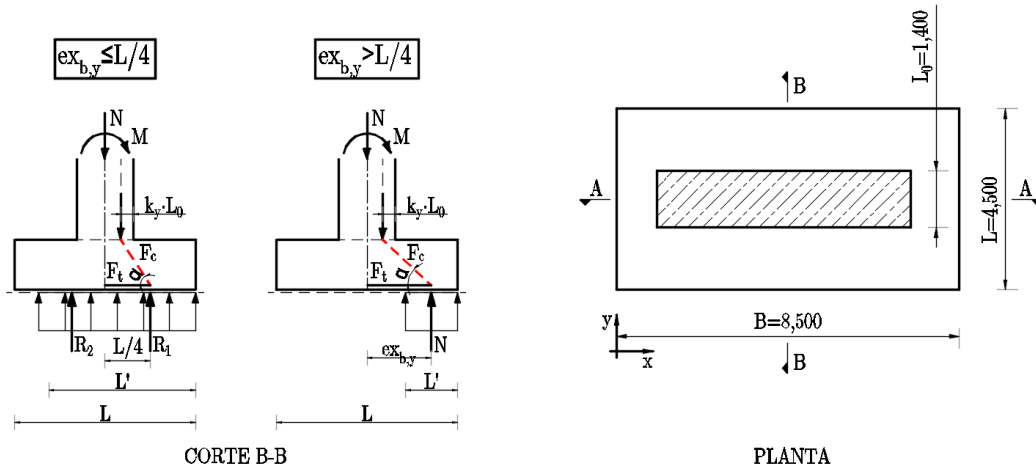


Figura 3.96 - Modelo de cálculo para o método das bielas

Segundo este método, a determinação de  $F_{tsd,y}$  e de  $(A^+_{s,y})_{cal}$ , segue as expressões demonstradas na Tabela 3.44.

Tabela 3.44 - Fórmulas da força de cálculo no tirante e da área de armadura

Se $ex_{b,y} \leq \frac{L}{4}$	$Ft_{sd,y} = \frac{\frac{L}{2} \cdot B' \cdot \sigma_{max} \cdot \left( \frac{L}{4} - a_0 \cdot (0,5 - k_y) \right)}{d}$	$(A^+_{s,y})_{cal} = \frac{Ft_{sd,x}}{f_{syd} \cdot B'}$
Se $ex_{b,y} > \frac{L}{4}$	$Ft_{sd,y} = \frac{N_{Ed,b} \cdot (ex_L - a_0 \cdot (0,5 - k_y))}{d}$	

Passos para a determinação das armaduras na face inferior da sapata:

$$d = h - rec - \left( \frac{\varnothing_{adot}}{2} \right) = 1,250 - 0,07 - \left( \frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 1,170m .$$

O valor do coeficiente  $k_x$  é determinado pela interpolação entre os valores  $e/a_0$  e  $k$ , com base nos valores de referência descritos na Tabela 3.43.

$$e = -\frac{M_{Ed,x}}{N_{Ed}} = -\frac{-4985,384}{12497,905} = 0,399m ;$$

$$a_0 = L_0 = 1,400m .$$

Para,  $\frac{e}{a_0} = \frac{0,399}{1,400} = 0,285$ , tem-se  $k_y = 0,190$ .

No caso da sapata do encontro E1, como  $ex_{b,y} = 0,422 < \frac{L}{4} = 1,125$  tem-se,

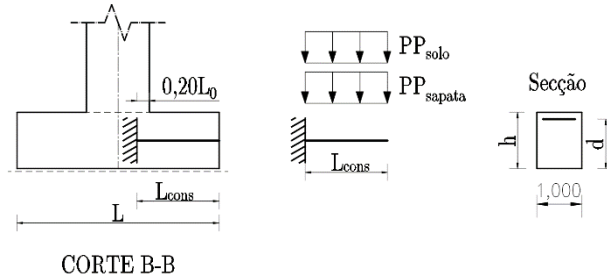
$$Ft_{sd,y} = \frac{\frac{L}{2} \cdot B' \cdot \sigma_{solo} \cdot \left( \frac{L}{4} - a_0 \cdot (0,5 - k_y) \right)}{d} = 5006,606 kN ;$$

$$\left( A_{s,y}^+ \right)_{cal} = \frac{Ft_{sd,y}}{f_{syd} \cdot B'} = \left( \frac{5006,606}{434,78 \times 10^3 \times 8,500} \right) \times 10^4 = 13,547 cm^2 / m .$$

Adota-se  $A_{s,y}^+ = \emptyset 20 / / 0,20$  ( $15,710 cm^2 / m$ ).

2) Armaduras da face superior da sapata na direção transversal ou direção Y

Segue-se o modelo de cálculo considerado, com os respectivos carregamentos (ver Figura 3.97):



**Figura 3.97** - Modelo de cálculo das armaduras da face superior na direção Y

Traduz-se numa consola que está sujeita ao carregamento do peso próprio da sapata e o peso próprio do solo acima da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d,BA} \cdot h = 25 \times 1,250 = 31,250 kN / m^2 ;$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d,solo} \cdot h_{solo} = 19,0 \times 11,700 = 222,300 kN / m^2 .$$

Valor de cálculo do momento fletor máximo:

$$L_{cons} = \left( 0,20 \cdot L_0 \right) + \left( \frac{L}{2} - \frac{L_0}{2} \right) = \left( 0,20 \times 1,400 \right) + \left( \frac{4,500}{2} - \frac{1,400}{2} \right) = 1,830 m ;$$

$$M_{Ed,x}^- = \left( \gamma_G \cdot PP_{sapata} + \gamma_Q \cdot PP_{solo} \right) \cdot \frac{\left( L_{cons} \right)^2}{2} = \left( 1,35 \times 31,250 + 1,5 \times 222,300 \right) \times \frac{\left( 1,830 \right)^2}{2} = 628,986 kNm / m .$$

Expressão para a determinação das armaduras na face superior da sapata:

$$\left( A_{s,y}^- \right)_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.122)$$

Passos para a resolução da expressão (3.122):

$$\mu = \frac{M_{Ed,x}^-}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{628,986}{1,0 \times 1,170^2 \times 20,0 \times 10^3} = 0,023 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023} = 0,023 ;$$

$$\left( A_{s,y}^- \right)_{cal} = \left( 0,023 \times 1,0 \times 1,170 \times \frac{20,00}{434,78} \right) \times 10^4 = 12,510 cm^2 / m .$$

Adota-se  $A_{s,y}^- = \emptyset 20 / / 0,20$  ( $15,710 cm^2 / m$ ).

Os esforços para o dimensionamento estrutural das sapatas encontram-se no Anexo Q.

## V. Muro de avenida

Como os muros de avenida são de pequena dimensão, adotaram-se as armaduras habituais em muros com aquelas dimensões.

### 3.9.4 Encontro E2

Encontro com 11,078 metros de altura total ( $h_{enc}$ ) e, em que, os impulsos anulam-se a uma profundidade aproximadamente de 7,300 metros ( $z_s$ ).

Todos os cálculos tanto para a verificação geotécnica bem como para a verificação estrutural são semelhantes aos apresentadas para o encontro E1. Encontram-se detalhados nos anexos M, N, O, P e Q.

## 3.10 APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO

### 3.10.1 Considerações iniciais

O viaduto dispõe de aparelhos de apoio nomeadamente nos pilares P1 e P7 e nos encontros (E1 e E2). Quanto às juntas de dilatação, essas encontram-se localizadas apenas nos dois encontros.

Tanto os aparelhos de apoio, bem como, as juntas de dilatação são escolhidas mediante as cargas e deslocamentos a que se encontram sujeitos. Estes valores característicos, à exceção do deslocamento longitudinal devido aos efeitos diferidos, decorreram do modelo tridimensional de cálculo no *SAP2000*, utilizados nos últimos dois subcapítulos 3.8 e 3.9.

### 3.10.2 Deslocamento longitudinal devido aos efeitos de fluência e retração

Este deslocamento determina-se com base na seguinte expressão:

$$\delta_{C+S} = \alpha \cdot \Delta T \cdot L \quad (3.121)$$

Em que,

$\alpha$  - Coeficiente de dilatação térmica,  $\alpha=10^{-5} C^{-1}$ ;

$\Delta T$  - Variação de temperatura equivalente;

$L$  - Distância entre o centro de rigidez do viaduto e o ponto onde se pretende conhecer o deslocamento.

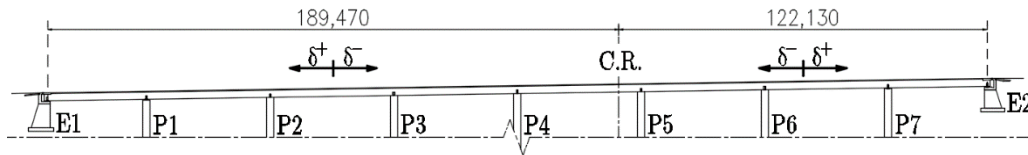
A Tabela 3.45 apresenta os valores dos deslocamentos para os locais em estudo.

**Tabela 3.45** - Deslocamento longitudinal devido aos efeitos diferidos de fluência e retração do betão

Local	$\alpha$ [ $^{\circ}\text{C}^{-1}$ ]	$\Delta T_i$ [ $^{\circ}\text{C}$ ]	L [m]	$\delta_{c+s}$ [mm]
E1	$10^{-5}$	-40,797	189,470	-77,298
P1	$10^{-5}$	-42,000	156,670	-65,802
P7	$10^{-5}$	-43,799	89,330	-39,126
E2	$10^{-5}$	-42,263	122,130	-51,616

Os valores anteriores encontram-se calculados no Anexo R.




O sinal dos deslocamentos variam consoante provocam dilatação ou encurtamento no tabuleiro. A Figura 3.98 indica os sentidos dos deslocamentos que foram considerados. Verifica-se que os pontos localizados à esquerda do centro de rigidez (C.R.) detêm deslocamentos com sinal positivo no sentido do encontro E1 e negativos no sentido oposto. Já os pontos localizados à direita do centro de rigidez possuem o inverso.



**Figura 3.98** - Sentido dos deslocamentos e localização do Centro de Rigidez

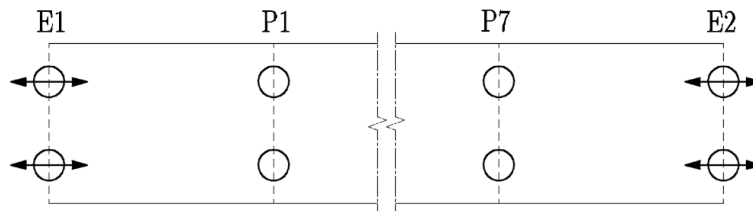
### 3.10.3 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio a adotar são do tipo “*Pot Bearing*”, constituído por um cilindro metálico em forma de panela, contendo no seu interior um disco de neopreno e sobre o qual assenta um pistão metálico. Estes aparelhos subdividem-se em três categorias:

- Fixos 
- De deslizamento unidirecional 
- De deslizamento multidirecional 

Os aparelhos são escolhidos conforme as cargas e os deslocamentos que serão sujeitos.

Neste viaduto serão instalados aparelhos de apoio do tipo fixo nos pilares P1 e P7 e, móveis de deslizamento unidirecional nos encontros E1 e E2 (ver Figura 3.99).



**Figura 3.99** - Planta esquemática com os tipos de aparelhos de apoio

A Figura 3.100 demonstra as três forças a determinar, força vertical ( $F_v$ ), força horizontal longitudinal ( $F_{HL}$ ) e a força horizontal transversal ( $F_{HT}$ ).

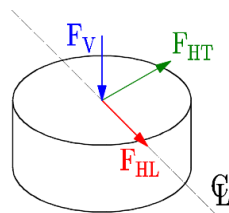


Figura 3.100 - Esquema de forças

## I. Pilares

### a) Pilares P1

Tabela 3.46 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio dos pilares P1

Carregamento		$F_V$				$F_{HL}$	$F_{HT}$
		CP [kN]	SC [kN]	VDT+VUT [kN]	E [kN]	E [kN]	E [kN]
Calculado	Máximo	4698,88	1779,40	979,75	1,34	588,82	1892,14
	Mínimo		-1,97	-1091,09	-41,24	-1892,14	-1,34
Adotado	Máximo	4750,00	1800,00	1000,00	10,00	600,00	1950,00
	Mínimo		-10,00	-1100,00	-50,00	-1950,00	-10,00

### b) Pilares P7

Tabela 3.47 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio dos pilares P7

Carregamento		$F_V$				$F_{HL}$	$F_{HT}$
		CP [kN]	SC [kN]	VDT+VUT [kN]	E [kN]	E [kN]	E [kN]
Calculado	Máximo	4694,49	1763,01	979,78	1,20	588,81	947,17
	Mínimo		-2,02	-1091,11	-41,24	-947,17	-1,20
Adotado	Máximo	4750,00	1800,00	1000,00	10,00	600,00	1000,00
	Mínimo		-10,00	-1100,00	-50,00	-1000,00	-10,00

## II. Encontros

### a) Encontro E1

#### 1) Carregamentos calculados e adotados

**Tabela 3.48** - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio do encontro E1

Carregamento		$F_V$				$F_{HT}$
		CP [kN]	SC [kN]	VDT+VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Calculado	Máximo	1280,05	685,86	545,54	0,31	420,71
	Mínimo		-90,18	-489,88	-0,31	-420,71
Adotado	Máximo	1300,00	700,00	575,00	5,00	425,00
	Mínimo		-100,00	-500,00	-5,00	-425,00

#### 2) Deslocamentos longitudinais

O sinal dos deslocamentos variam de acordo com a Figura 3.98. Foi utilizada a combinação rara de ações.

- Deslocamento máximo positivo:
  - $\delta_{\max}^+ = \delta_E + \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^+ = 81,098 + 0,5 \times 0,000 = 81,098mm$  ;
  - Adota-se  $\delta_{\max}^+ = 85mm$  .
- Deslocamento máximo negativo:
  - $\delta_{\max}^- = \delta_{C+S} - \delta_E - \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^- = -77,298 - 81,098 - 0,5 \times 0,000 = -158,396mm$  ;
  - Adota-se  $\delta_{\max}^- = -160mm$  .
- Excentricidade da chapa superior do aparelho de apoio:
  - $ex = \delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^- = 85,000 - 160,000 = -75,000mm$  .

A longo prazo, devido aos deslocamentos que será sujeito, o aparelho de apoio tende a anular a excentricidade calculada.

### b) Encontro E2

#### 1) Carregamentos calculados e adotados

**Tabela 3.49** - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio do encontro E1

Carregamento		$F_V$				$F_{HT}$
		CP [kN]	SC [kN]	VDT+VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Calculado	Máximo	1282,26	704,86	545,56	0,28	570,15
	Mínimo		-89,88	-489,89	-0,28	-570,15
Adotado	Máximo	1300,00	725,00	575,00	5,00	600,00
	Mínimo		-100,00	-500,00	-5,00	-600,00

## 2) Deslocamentos longitudinais

O sinal dos deslocamentos variam de acordo com a Figura 3.98. Foi utilizada a combinação rara de ações.

- Deslocamento máximo positivo:
  - $\delta_{\max}^+ = \delta_E + \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^+ = 81,098 + 0,5 \times 0,000 = 81,098mm$  ;
  - Adota-se  $\delta_{\max}^+ = 85mm$  .
- Deslocamento máximo negativo:
  - $\delta_{\max}^- = \delta_{C+S} - \delta_E - \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^- = -51,616 - 81,098 - 0,5 \times 0,000 = -132,714mm$  ;
  - Adota-se  $\delta_{\max}^- = -135mm$  .
- Excentricidade da chapa superior do aparelho de apoio:
  - $ex = \delta_{\max}^+ + \delta_{\max}^- = 85,000 - 135,000 = -50,000mm$  .

### 3.10.4 Juntas de dilatação

Estes elementos têm como principal objetivo absorver os deslocamentos longitudinais provenientes do tabuleiro, evitando assim o aparecimento de fendas entre o tabuleiro e os encontros. Estas encontram-se presentes nos dois encontros.

#### I. Encontro E1

O sinal dos deslocamentos variam de acordo com a Figura 3.98.

Foi utilizada a combinação rara de ações.

- Deslocamento máximo positivo:
  - $\delta_{\max}^+ = 0,5 \cdot \delta_E + \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^+ = 0,5 \times 81,098 + 0,5 \times 0,000 = 40,549mm$  ;
  - Adota-se  $\delta_{\max}^+ = 45mm$  .
- Deslocamento máximo negativo:
  - $\delta_{\max}^- = \delta_{C+S} - 0,5 \cdot \delta_E - \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^- = -77,30 - 0,5 \times 81,10 - 0,5 \times 0 = -117,8mm$  ;
  - Adota-se  $\delta_{\max}^- = -120mm$  .

Contabilizou-se metade do valor da ação sísmica, pois a junta de dilatação é um equipamento de fácil substituição, não justificando colocar um equipamento destes com melhor qualidade, mesmo em caso de ocorrência de um sismo.

Com o intuito de prevenir choques entre o tabuleiro e o encontro na ocorrência de um sismo, a junta de dilatação deve ter uma largura de:

- $a_0 = \delta_E = 81,098mm \approx 90mm$  .

#### II. Encontro E2

O sinal dos deslocamentos variam de acordo com a Figura 3.98.

Foi utilizada a combinação rara de ações.

- Deslocamento máximo positivo:
  - $\delta_{\max}^+ = 0,5 \cdot \delta_E + \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^+ = 0,5 \times 81,098 + 0,5 \times 0,000 = 40,549mm$  ;

- Adota-se  $\delta_{\max}^+ = 45mm$ .
- Deslocamento máximo negativo:
  - $\delta_{\max}^- = \delta_{C+S} - 0,5 \cdot \delta_E - \psi_{1,VUT} \cdot \delta_{VUT}^- = -51,62 - 0,5 \times 81,10 - 0,5 \times 0 = -92,165mm$ ;
  - Adota-se  $\delta_{\max}^- = -95mm$ .

Largura da junta de dilatação:

- $a_0 = \delta_E = 81,098mm \approx 90mm$ .



# CAPÍTULO 4

## COMPARAÇÃO ENTRE O ESTUDO PRÉVIO E O PROJETO DE EXECUÇÃO

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O projeto de execução apresenta sempre maior rigor comparativamente ao estudo prévio, pois para este último, trata-se de um estudo, em que, todo o seu processo de cálculo é levado a cabo com recurso a métodos simplificados.

Tanto no estudo prévio, como no projeto de execução, as ações impostas na estrutura são precisamente as mesmas.

Seguidamente mencionam-se as diferenças mais importantes entre os dois, mas apenas para as análises realizadas no estudo prévio.

### 4.2 ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO

A Tabela 4.1 apresenta os valores obtidos na verificação ao estado limite de descompressão a longo prazo na secção de apoio na fibra superior e na secção de vão na fibra inferior.

**Tabela 4.1** - Estado limite de descompressão

<b>Fibra</b>	<b>Estudo Prévio</b>	<b>Projeto de Execução</b>
<b>Superior</b>	$\sigma_{\text{sup}} = -0,157MPa$	$\sigma_{\text{sup}} = -0,946MPa$
<b>Inferior</b>	$\sigma_{\text{inf}} = -1,233MPa$	$\sigma_{\text{inf}} = -0,963MPa$

Apresentam algumas diferenças, devido não só ao rigor que requer o projeto de execução, mas também devido às diferenças apresentadas num dos parâmetros das perdas diferidas observados, o referente às perdas por retração.

### 4.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA DIREÇÃO LONGITUDINAL E TRANSVERSAL DO TABULEIRO

A Tabela 4.2 faz referência às armaduras adotadas, por forma a verificar ao estado limite último de flexão, tanto para a direção longitudinal, como para a direção transversal, do tabuleiro do viaduto.

Tabela 4.2 - Estado limite último de flexão do tabuleiro para a direção longitudinal e transversal

Elemento estrutural / Secção	Direção	Estudo Prévio	Projeto de Execução
Secção de vão	Longitudinal	6Ø25 $A_s=29,46\text{ cm}^2$	6Ø25 $A_s=29,46\text{ cm}^2$
Secção de apoio		11Ø25 $A_s=54,01\text{ cm}^2$	11Ø25 $A_s=54,01\text{ cm}^2$
Consola	Transversal	Ø20 / /0,125 $A_s=25,13\text{ cm}^2/\text{m}$	Ø16 / /0,10 $A_s=20,11\text{ cm}^2/\text{m}$
Laje intermédia		Ø20 / /0,10 $A_s=31,40\text{ cm}^2/\text{m}$	Ø16 / /0,10 $A_s=20,11\text{ cm}^2/\text{m}$

### 4.4 PILARES E SUAS FUNDAÇÕES

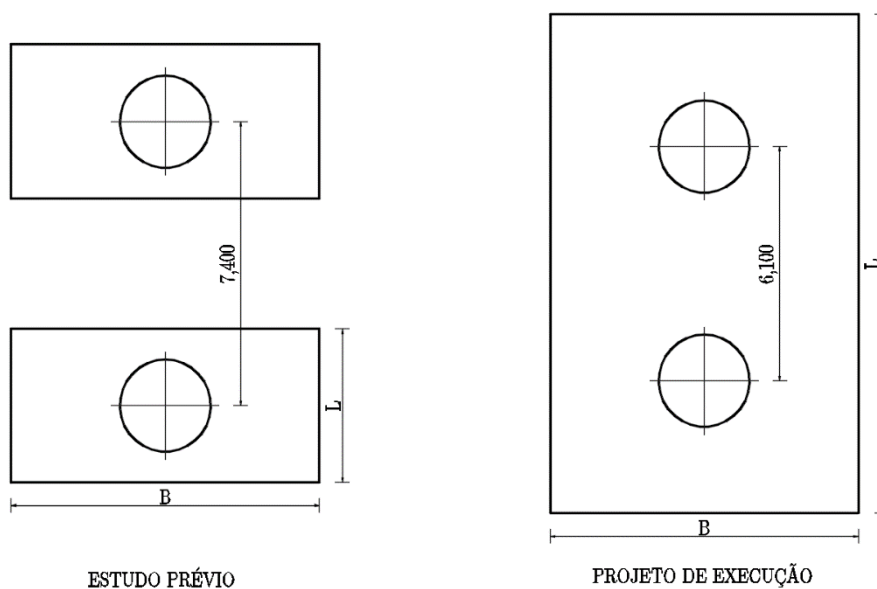


Figura 4.1 - Diferenças geométricas dos pilares e das sapatas

Por forma a realizar a ligação pilar-tabuleiro, mais concretamente, nos casos de ligações monolíticas, houve a necessidade de aproximar todos os pilares, inicialmente distanciados a eixo entre si 7,40 metros, passando a 6,10 metros (ver Figura 4.1).

Seguidamente demonstram-se as armaduras adotadas, por forma a verificar o estado limite último de flexão nos pilares (ver Tabela 4.3).

**Tabela 4.3** - Estado limite último de flexão dos pilares

Estudo Prévio	Projeto de Execução
150Ø32 $A_s=1206,00\text{cm}^2$	90Ø32 $A_s=723,60\text{cm}^2$

Há a relatar uma redução significativa nas armaduras adotadas.

No estudo prévio, as fundações diretas, ou seja, as sapatas S1, S6 e S7, foram estudadas uma para cada pilar, apresentando todas elas as mesmas dimensões geométricas  $8,00 \times 4,00 \times 3,00\text{m}$  ( $B \times L \times h$ ) (ver Figura 4.1). No entanto, devido à aproximação dos pilares, optou-se por juntar as duas sapatas, colocadas a par, numa só sapata. Após vários estudos, adotou-se, como já referido anteriormente, sapatas todas iguais geometricamente, com as dimensões  $7,00 \times 13,00 \times 3,00\text{m}$  ( $B \times L \times h$ ) (ver Figura 4.1).

Relativamente às fundações profundas, verificou-se que não eram necessárias dez estacas por maciço de encabeçamento, mas sim oito.

Na Tabela 4.4 é possível verificar as diferenças nas dimensões geométricas das fundações profundas.

**Tabela 4.4** - Dimensões geométricas das fundações profundas

Maciço	Estudo Prévio				Projeto de Execução			
	$L_{\text{mac}}$ [m]	$B_{\text{mac}}$ [m]	$h_{\text{mac}}$ [m]	$L_{\text{est}}$ [m]	$L_{\text{mac}}$ [m]	$B_{\text{mac}}$ [m]	$h_{\text{mac}}$ [m]	$L_{\text{est}}$ [m]
<b>S2</b>	19,60	7,00	2,10	9,00	13,20	6,00	2,50	8,50
<b>S3</b>	19,60	7,00	2,10	16,00	13,20	6,00	2,50	15,50
<b>S4</b>	19,60	7,00	2,10	18,00	13,20	6,00	2,50	17,50
<b>S5</b>	19,60	7,00	2,10	13,50	13,20	6,00	2,50	13,00

## 4.5 APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO

A Tabela 4.5 demonstra os valores dos esforços adotados como carga vertical, devido às cargas permanentes ( $N_{CP}$ ) e à sobrecarga ( $N_{SC}$ ) e, como carga horizontal, têm-se a longitudinal ( $H_L$ ) e a transversal ( $H_T$ ).

**Tabela 4.5** – Esforços adotados para os aparelhos de apoio

Pilar / Encontro	Estudo Prévio				Projeto de Execução			
	$N_{CP}$ [kN]	$N_{SC}$ [kN]	$H_L$ [kN]	$H_T$ [kN]	$N_{CP}$ [kN]	$N_{SC}$ [kN]	$H_L$ [kN]	$H_T$ [kN]
<b>P1</b>	4600	1800	400	800	4750	1800	1950	1950
<b>P7</b>	4600	1800	1200	800	4750	1800	1000	1000
<b>E1</b>	1800	800	280	-	1300	700	425	-
<b>E2</b>	1800	800	280	-	1300	725	425	-

Observa-se que os valores dos esforços conseguidos no projeto de execução são inferiores, grande parte deles, em relação aos alcançados no estudo prévio.

A Tabela 4.6 apresenta os valores dos deslocamentos máximos, positivo ( $\delta_{max}^+$ ) e dos deslocamentos máximos negativos ( $\delta_{max}^-$ ) e, ainda a excentricidade de instalação do aparelho de apoios ( $ex$ ), adotados para os encontros E1 e E2.

**Tabela 4.6** – Deslocamentos e excentricidade adotados para os aparelhos de apoio

Encontro	Estudo Prévio			Projeto de Execução		
	$\delta_{max}^+$ [mm]	$\delta_{max}^-$ [mm]	$ex$ [mm]	$\delta_{max}^+$ [mm]	$\delta_{max}^-$ [mm]	$ex$ [mm]
<b>E1</b>	170	-55	-60	85	-160	-75
<b>E2</b>	130	-50	-40	85	-135	-50

No caso as juntas de dilatação, os valores dos deslocamentos máximos positivo ( $\delta_{max}^+$ ) e deslocamentos máximos negativos ( $\delta_{max}^-$ ) e, ainda a largura da junta de dilatação ( $a_0$ ), adotados para os encontros E1 e E2, estão revelados na Tabela 4.7.

**Tabela 4.7** – Esforços adotados para as juntas de dilatação

Encontro	Estudo Prévio			Projeto de Execução		
	$\delta_{max}^+$ [mm]	$\delta_{max}^-$ [mm]	$a_0$ [mm]	$\delta_{max}^+$ [mm]	$\delta_{max}^-$ [mm]	$a_0$ [mm]
<b>E1</b>	170	-55	115	85	-160	90
<b>E2</b>	130	-50	80	85	-135	90

Existe uma discrepância algo significativa, entre os valores dos deslocamentos máximo positivo e deslocamento máximo negativo, devendo-se esta à diferença considerável do valor do deslocamento longitudinal, devido aos efeitos de fluência e retração, pois o valor do parâmetro de variação de temperatura equivalente no estudo prévio foi arbitrado e no projeto de execução foi calculado, obtendo-se valores algo diferentes.

# CAPÍTULO 5

## CONCLUSÕES

Recorda-se que este trabalho final de mestrado que decorreu da concretização de um projeto de execução de viaduto rodoviário com secção em “ $\pi$ ”, na qual se empregou a regulamentação em vigor nomeadamente o RSA, o REBAP, a EN 1992-1-1, a EN 1997-1 e a EN 1998-5, cumpre todas as exigências e pressupostos inerentes a um projeto desta natureza, de forma a garantir todas as condições de segurança, durabilidade e conforto para os utilizadores.

Na realização do presente projeto de execução, percebeu-se que a ação da sobrecarga rodoviária é a ação variável condicionante para o dimensionamento do tabuleiro. Enquanto que, na análise aos pilares, encontros e suas respetivas fundações, verificou-se como ação variável condicionante, a ação sísmica.

Constatou-se que, devido às alterações efetuadas no projeto de execução em relação ao estudo prévio, não foi possível fazer uma comparação rigorosa em grande parte do viaduto, embora, no pré-esforço e na verificação da segurança no tabuleiro, os valores obtidos com os modelos simplificados, confirmam assim, a sua utilidade para efeitos de estimativa expedita.

De facto este trabalho não deixa de ter um carácter académico, mas mesmo assim, ao longo da sua realização, foi possível encenar uma aproximação àquilo que será a vida profissional, aprendendo com os erros e conseguindo ultrapassar as inúmeras dificuldades. Foi também essencialmente possível aplicar e desenvolver todos os conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico.



# BIBLIOGRAFIA

- Barreiros Martins, J. (2002). *Fundações*. Universidade do Minho.
- Caetano, P. (2013). *Projecto de Execução de Estruturas e Fundações de uma Obra de Arte Corrente em Betão Armado e Pré-esforçado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Eurocódigo – *Bases para projecto de estruturas* (2009).
- Eurocódigo 2 – *Projecto de estruturas de betão* (2010).
- Eurocódigo 8 – *Projecto de Estruturas para Resistência os Sismos* (2010).
- Eurocódigo 7 – *Projecto geotécnico* (2010).
- Gorgulho, A. S. (2001). *Betão Estrutural II*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Jacinto, L. (1999). *Projecto de Execução de Ponte sobre a ribeira de Casais*.
- Jacinto, L. (1999). *Projecto de Execução de Viaduto sobre o Vale da Ribeira do Roxo*.
- Jacinto, L. (2007). *Betão Estrutural III*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Martins, J. (2013). *Projecto de Execução de um Viaduto Ferroviário em Betão Armado e Pré-esforçado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Monteiro, N. (2009). *Dimensionamento de Fundações Superficiais de acordo com os eurocódigos 2 e 7 – Aplicação a casos de estudo reais*. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Valadas, P. (2014). *Projecto de uma Passagem Superior à Auto Estrada 10*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- REBAP; “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” (1983).
- RSA; “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” (1983).
- Rocha, J. (2015). *Projeto de Execução de um Viaduto Rodoviário em Betão Armado e Pré-esforçado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

## **Sites consultados:**

<http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/rsa.htm> (Espectros de Resposta em Período)



# LISTA DE ANEXOS DE CÁLCULO (EM CD)

ANEXO A – PERDAS INSTANTÂNEAS DO PRÉ-ESFORÇO.....	1
ANEXO B – PERDAS DIFERIDAS DO PRÉ-ESFORÇO.....	21
ANEXO C – VALOR DOS ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS LONGITUDINAIS.	41
ANEXO D – ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO (FASES CONSTRUTIVAS).....	91
ANEXO E – ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO.....	165
ANEXO F – ESTADO LIMITE DE LARGURA DE FENDAS.....	203
ANEXO G – ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO.....	241
ANEXO H – ESTADO LIMITE DE FLEXÃO DO TABULEIRO.....	243
ANEXO I – ESTADO LIMITE DE ESFORÇO TRANSVERSO DO TABULEIRO.....	245
ANEXO J – ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS NA BASE DOS PILARES.....	247
ANEXO K – EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM NOS PILARES.....	249
ANEXO L – ESFORÇOS DE CÁLCULO NA BASE DOS PILARES.....	253
ANEXO M – ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS NOS ENCONTROS.....	255
ANEXO N – ESTADO LIMITE DE DERRUBAMENTO DOS ENCONTROS (EQU).....	257
ANEXO O – ESTADO LIMITE DE DESLIZAMENTO DOS ENCONTROS (GEO E STR).....	261

<b>ANEXO P – ESTADO LIMITE DE ROTURA DO TERRENO DE FUNDAÇÃO DOS ENCONTROS (GEO E STR).....</b>	<b>269</b>
<b>ANEXO Q – ESFORÇOS PARA O DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DOS GIGANTES E SAPATAS DOS ENCONTROS .....</b>	<b>273</b>
<b>ANEXO R – DESLOCAMENTO LONGITUDINAL DEVIDO AOS EFEITOS DIFERIDOS DE FLUÊNCIA E RETRAÇÃO DO BETÃO.....</b>	<b>277</b>
<b>ANEXO S – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES PARA A VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DAS SAPATAS.....</b>	<b>279</b>
<b>ANEXO T – ESPECTROS DE RESPOSTA DO RSA.....</b>	<b>281</b>
<b>ANEXO U – COEFICIENTE DE FLUÊNCIA.....</b>	<b>283</b>

# LISTA DE PEÇAS DESENHADAS

Peças desenhadas	Ordem	Desenhos N°
Planta, Perfil e Secção Transversal - Dimensionamento	1/1	01/22
Planta de Fundações e Corte Longitudinal – Dimensionamento	1/1	02/22
Tabuleiro - Dimensionamento	1/1	03/22
Encontros E1 e E2 - Dimensionamento	1/1	04/22
Encontro E1 - Dimensionamento	1/1	05/22
Encontro E2 - Dimensionamento	1/1	06/22
Pilares e suas Fundações - Dimensionamento	1/3	07/22
Pilares e suas Fundações - Dimensionamento	2/3	08/22
Pilares e suas Fundações - Dimensionamento	3/3	09/22
Encontro E1 - Armaduras	1/1	10/22
Encontro E2 – Armaduras	1/1	11/22
Encontros E1 e E2 - Armaduras	1/1	12/22
Fundações de Pilares - Armaduras	1/2	13/22
Fundações de Pilares - Armaduras	2/2	14/22
Pilares - Armaduras	1/1	15/22
Tabuleiro - Armaduras	1/2	16/22
Tabuleiro - Armaduras	2/2	17/22
Pré-esforço	1/1	18/22
Faseamento Construtivo	1/3	19/22
Faseamento Construtivo	2/3	20/22
Faseamento Construtivo	3/3	21/22
Pormenores	1/1	22/22