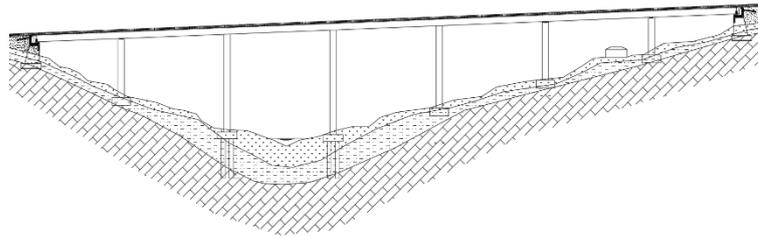




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projeto de Execução do Viaduto do Vale**

**JOSÉ MARIA ALBUQUERQUE MATOS**  
(Licenciado)

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

Orientador :

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Júri:

Presidente: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Vogais:

Mestre Especialista António Carlos Teles Sousa Gorgulho

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

**Dezembro de 2021**



## Resumo

O presente trabalho constitui um desenvolvimento a nível de projeto de execução do estudo prévio realizado na uc pontes e viadutos.

Foram efetuados cálculos de maior rigor com auxílio de uma modelação estrutural, num software de cálculo automático SAP2000, bem como, uma maior pormenorização das peças desenhadas.

A construção do tabuleiro será feita tramo a tramo com viga de lançamento inferior. Todos os elementos são de betão armado, sendo que o tabuleiro é de betão pré-esforçado (pós-tensão).

Serão expostos os princípios, métodos, condicionantes e critérios, adotados no Projeto de Execução.

Posteriormente, efetuaram-se os cálculos necessários de verificação de segurança da estrutura.

Finalmente, foi feita uma breve comparação entre os resultados obtidos no Estudo Prévio, com os do Projeto de Execução.

Palavras-chave: Viaduto; Estudo Prévio; Projeto de Execução; Pré-esforço; Tabuleiro; Pilares; Encontros; Fases construtivas; Estados Limites.



## **Abstract**

Having developed a Previous Study, it was intended to develop the respective Execution Project.

More rigorous calculations were carried out with the aid of structural modeling, using SAP2000 automatic calculation software, as well as a greater detail of the designed parts.

The construction will be done span to span with a lower launch beam. All elements are reinforced concrete, and the deck is made of pre-stressed concrete (post-tension).

The principles, methods, conditions and criteria adopted will be exposed.

Subsequently, the necessary calculations for checking the safety of the structure were carried out.

Finally, a brief comparison was made between the results obtained in the Previous Study, with those from the Execution Project.

Keywords: Viaduct; Preliminary Study; Final Design; Prestressed Concrete; Deck; Piers; Abutments; Construction Steps; Limit States.



## **Agradecimentos**

Agradeço muito ao meu orientador Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto toda a sua disponibilidade e vontade de transmitir os seus conhecimentos.

Quero também agradecer a todos os docentes ISEL que direta ou indiretamente fizeram parte da minha vida académica.

Por fim, agradeço enormemente aos meus pais, o apoio sempre que me deram.



# Índice do Texto

Resumo .....	i
Abstract .....	iii
Agradecimentos .....	v
Índice de Figuras .....	ix
Índice de Tabelas .....	xi
Abreviaturas .....	xiii
Símbolos.....	xv
1. Introdução.....	1
2. Memória Descritiva .....	3
2.1 Descrição do Viaduto .....	3
2.2 Descrição da Solução adotada.....	3
2.3 Critérios de verificação de segurança.....	5
2.4 Modelação Estrutural.....	11
2.4.1 Análise Transversal.....	12
2.4.2 Análise Longitudinal .....	12
2.4.3 Análise Sísmica.....	13
2.5 Processo Construtivo .....	13
3. Cálculos justificativos.....	15
3.1 Condicionantes gerais .....	15
3.2 Propriedades geométricas do tabuleiro .....	15
3.3 Materiais.....	16
3.4 Ações .....	17
3.4.1. Dados de dimensionamento .....	17
3.4.2. Ações permanentes .....	17
3.4.3. Ações variáveis.....	19
3.5 Pré-esforço.....	22
3.5.1. Traçado dos cabos de pré-esforço.....	22
3.4.2. Cargas equivalentes .....	23
3.5.3. Forças e perdas .....	25
3.6 Verificação da segurança na direção longitudinal do tabuleiro .....	35
3.6.1. Influência do faseamento construtivo .....	35
3.6.2. Diagramas de esforços .....	36
3.6.3 Estados limites de utilização .....	43

3.6.4. Estados limites últimos.....	48
3.7 Verificação da segurança no modelo transversal .....	54
3.7.1 Consola .....	54
3.7.2 Laje intermédia .....	57
3.7.3 Carlinga .....	60
3.8 Pilares e respetivas fundações.....	61
3.8.1 Esforços atuantes .....	61
3.8.2 Verificação da segurança dos pilares.....	66
3.8.3. Verificação da segurança das fundações dos pilares.....	70
3.9 Encontros .....	86
3.9.1 Ações.....	86
3.9.2. Verificação geotécnica .....	90
3.9.3. Verificação estrutural .....	95
3.10 Aparelhos de apoio e juntas de dilatação .....	107
3.10.1. Aparelhos de apoio .....	108
3.10.2 Juntas de dilatação .....	111
4 Conclusão.....	113
Bibliografia.....	115
Anexos .....	117

## Índice de Figuras

Figura 1 - Modelo de análise transversal .....	12
Figura 2 - Modelo de análise longitudinal.....	12
Figura 3 - Modelo de análise sísmica.....	13
Figura 4 - espessamento das almas e denominação de secções .....	15
Figura 5 - Secção transversal corrente (S1).....	16
Figura 6 - Pormenor da localização das RCP .....	18
Figura 7 - Veículo tipo.....	19
Figura 8 - Traçado dos cabos de pré-esforço .....	22
Figura 9 - Troços nas parábolas .....	24
Figura 10 - Cargas distribuídas e concentradas equivalentes no 1º tramo .....	24
Figura 11- Fórmula aproximada para cálculo das perdas por reentrada de cunhas ....	27
Figura 12- Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas: tramos 1 ao 6.....	28
Figura 13 - Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas: último tramo.....	28
Figura 14- Diagrama do momento fletor devido ao peso próprio do tabuleiro .....	36
Figura 15 - Diagrama do esforço transversal devido ao peso próprio do tabuleiro .....	37
Figura 16 - Diagrama do momento fletor total devido ao pré-esforço.....	37
Figura 17 - Diagrama do momento fletor isostático devido ao pré-esforço.....	38
Figura 18 - Diagrama do momento fletor hiperestático devido ao pré-esforço .....	39
Figura 19 - Diagrama do esforço transversal devido ao pré-esforço.....	39
Figura 20 - Diagrama do momento fletor devido às restantes cargas permanentes ....	40
Figura 21 - Diagrama do esforço transversal devido às restantes cargas permanentes .....	40
Figura 22 - Diagrama do momento fletor devido às sobrecargas .....	41
Figura 23 - Diagrama do esforço transversal devido às sobrecargas.....	41
Figura 24 - Diagrama do momento fletor devido à variação diferencial da temperatura .....	42
Figura 25 - Diagrama do esforço transversal devido à variação diferencial da temperatura .....	42
Figura 26 - Momentos fletores - combinação quase permanente.....	44
Figura 27 - Momento fletor - combinação frequente.....	46
Figura 28 - Deslocamentos verticais máximos e admissíveis .....	47
Figura 29 - Momentos fletores na consola .....	55
Figura 30 - Posição das cargas do veículo tipo na consola.....	55
Figura 31 - Momentos fletores a maior vau .....	57
Figura 32 - Posição das cargas do veículo tipo na laje intermédia .....	58
Figura 33 - Área efetiva da sapata S5 na direção Y .....	72
Figura 34 - Área efetiva da sapata S5 na direção X.....	72
Figura 35 - Modelo de cálculo com carregamentos.....	75
Figura 36 - Modelo cálculo sapata direta (dados) .....	76
Figura 37 - Diagrama de momentos fletores sapata 5.....	76
Figura 38 - Maciço encabeçamento em planta.....	81
Figura 39 - Modelo de bielas e tirantes para estaca tipo 1 .....	82
Figura 40 - Ações que atuam na massa do encontro.....	87

Figura 41 - Impulsos no terreno .....	88
Figura 42 - Ações no tabuleiro em corte longitudinal.....	89
Figura 43 - Esquema de dimensionamento do espelho .....	95
Figura 44 - Modelo de cálculo da viga de estribo do encontro E1 devido às ações do PP e do VT .....	97
Figura 45 - Esquema de dimensionamento da viga de estribo.....	98
Figura 46 - Dimensões do gigante .....	99
Figura 47 - Modelo de cálculo das armaduras da face superior na direção X .....	105
Figura 48 - Modelo de cálculo.....	106
Figura 49 - Diagrama de momentos fletores .....	106

## Índice de Tabelas

Tabela 1 - Coeficientes parciais de segurança para as ações (dimensionamento estrutural) .....	10
Tabela 2 - Coeficientes parciais de segurança para as ações (dimensionamento geotécnico) .....	10
Tabela 3 - Coeficientes parciais de segurança para os materiais (dimensionamento geotécnico) .....	11
Tabela 4 - Coeficientes parciais de segurança para as resistências das estacas (dimensionamento geotécnico) .....	11
Tabela 5 - Coeficientes de redução .....	11
Tabela 6 - Propriedades das seções transversais.....	16
Tabela 7 - Propriedades dos materiais .....	17
Tabela 8 - Propriedades das armaduras ordinárias .....	17
Tabela 9 - Propriedades do aço de pré-esforço .....	17
Tabela 10 - Frequências de vibração e fatores de participação modal.....	21
Tabela 11 - Cargas equivalentes ao efeito do pré-esforço (distribuídas).....	23
Tabela 12 - Cálculo das perdas instantâneas .....	27
Tabela 13 - Cálculo das perdas diferidas .....	34
Tabela 14 - Tensões nas fibras extremas a curto e longo prazo (descompressão) .....	45
Tabela 15 - Tensões nas fibras extremas a curto e longo prazo (largura de fendas) ..	46
Tabela 16 - Deslocamentos verticais máximos e admissíveis .....	47
Tabela 17 - Valores de interpolação para o coeficiente K .....	74
Tabela 18 - Coordenadas das estacas em relação ao centro do maciço .....	81
Tabela 19 - Ações transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1.....	89
Tabela 20 - Ações transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E2.....	90
Tabela 21 - Verificação do estado limite de derrubamento para o encontro E1.....	91
Tabela 22 - Verificação do estado limite de deslizamento para o encontro E1.....	92
Tabela 23 - Deslocamento longitudinal devido aos efeitos diferidos de fluência e retração .....	108
Tabela 24 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio dos pilares P1.....	108
Tabela 25 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio dos pilares P5.....	109
Tabela 26 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio dos pilares P6.....	109
Tabela 27 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio do encontro E1 .....	110
Tabela 28 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio do encontro E2 .....	110



## Abreviaturas

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



## Símbolos

### Letras maiúsculas latinas

A	área;
$A_c$	área da secção transversal de betão;
$A_p$	área de armaduras de pré-esforço;
$A_s$	área de armadura ordinária adotada;
$A_{s,min}$	área mínima de armadura ordinária numa secção;
$A_{sw}$	área de armadura ordinária transversal;
B	largura;
$B'$	largura efetiva;
$D_c$	profundidade crítica;
E	ação sísmica;
$E_{cd}$	módulo de elasticidade de cálculo do betão;
$E_{cm}$	módulo de elasticidade secante do betão;
$E_d$	esforço atuante;
$E_p$	módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;
$E_{pk}$	valor característico da ação provocada pelo pré-esforço;
$E_s$	módulo de elasticidade do aço de armaduras ordinárias;
F	força;
$F_c$	força de compressão no betão;
$F_{cd}$	força de compressão no betão de cálculo;
$F_{Ed,H}$	força horizontal de cálculo;
$F_{Ed,V}$	força vertical de cálculo;
$F_p$	força de tração nas armaduras de pré-esforço;
$F_s$	força de tração nas armaduras ordinárias;
$F_t$	força de tração nas armaduras ordinárias;
$G_k$	valor característico de uma ação permanente;
Hip	hiperestático;
$I_c$	momento de inércia da seção transversal de betão;
Iso	isostático;
K	rigidez; coeficiente;
L	comprimento;

$L'$	comprimento efetivo;
$L_{b'}$	comprimento da biela de betão;
$M$	momento de inércia;
$M_{Ed}$	momento fletor de cálculo;
$M_{Rd}$	momento fletor resistente;
$M_{0Ed}$	momento fletor de primeira ordem;
$N$	esforço normal;
$N_B$	carga de encurvadura segundo o método de rigidez nominal;
$N_q$	fator de capacidade resistente que tem em conta o peso específico do solo acima da fundação;
$N_y$	fator de capacidade resistente que tem em conta o peso específico do solo abaixo da fundação;
$P$	força de pré-esforço;
$P_{\infty}$	força de pré-esforço a tempo infinito;
$Q_k$	valor característico de uma ação variável;
$R_{b,calc}$	valor calculado da capacidade resistente de ponta da estaca;
$R_{b,k}$	valor característico da capacidade resistente de ponta da estaca;
$R_{cd}$	valor de cálculo da capacidade;
$R_{cd,c}$	valor de cálculo da capacidade resistente total;
$R_{cd,b+s}$	valor de cálculo da capacidade resistente lateral e de ponta;
$R_{cd,ind}$	valor de cálculo da capacidade resistente de uma estaca;
$R_{c,calc}$	valor calculado da capacidade resistente total da estaca;
$R_{c,k}$	valor característico da capacidade resistente total da estaca;
$R_d$	esforço resistente;
$Rep$	estado em repouso;
$R_{s,calc}$	valor calculado da capacidade resistente lateral da estaca;
$R_{s,k}$	valor característico da capacidade resistente lateral da estaca;
$T$	temperatura;
$V$	esforço transversal;
$V_{Ed}$	esforço transversal de cálculo;
$V_{Rd}$	esforço transversal resistente;
$V_{Rd,max}$	esforço transversal resistente máximo referente às bielas de betão;
$V_{Rd,s}$	esforço transversal resistente referente aos estribos;
$X$	direção longitudinal do viaduto;
$Y$	direção transversal do viaduto;

## Letras minúsculas latinas

a	parâmetro da equação do segundo grau; estado ativo;
a <sub>0</sub>	largura do pilar; largura da junta de dilatação;
b	base; largura; braço;
b <sub>t</sub>	largura tracionada de uma secção;
b <sub>w</sub>	largura de uma secção;
b <sub>w,nom</sub>	largura nominal de uma secção;
d	altura útil;
e	excentricidade;
f	flecha;
f <sub>cd</sub>	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
f <sub>ck</sub>	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
f <sub>cm</sub>	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;
f <sub>ctm</sub>	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
f <sub>puk</sub>	valor característico da tensão de rotura à tração do aço de pré-esforço;
f <sub>Pyd</sub>	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de pré-esforço;
f <sub>syd</sub>	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço nas armaduras ordinárias;
f <sub>syk</sub>	valor de característico da tensão de cedência à tração do aço nas armaduras ordinárias;
h	altura da alma;
h <sub>0</sub>	espessura equivalente da secção;
i	raio de giração;
inf	inferior;
i <sub>q</sub>	fator de inclinação da carga que tem em conta o peso específico do solo acima da fundação;
i <sub>y</sub>	fator de inclinação da carga que tem em conta o peso específico do solo abaixo da fundação;
k	fator; coeficiente; desvio angular unitário;
l <sub>0</sub>	comprimento de encurvadura;
m	fator;
max	máximo;
med	médio;
min	mínimo;

n	número;
$q_b$	resistência última do terreno na ponta da estaca;
$q_{eq}$	carga equivalente à ação do pré-esforço;
$q_{rd}$	valor de cálculo da capacidade resistente do solo;
$q_s$	resistência última do terreno ao longo do fuste da estaca;
$r_m$	razão entre momentos;
sup	superior;
$S_q$	fator de geometria da sapata em planta que tem em conta o peso específico do solo acima da fundação;
$S_y$	fator de geometria da sapata em planta que tem em conta o peso específico do solo abaixo da fundação;
t	tempo;
$t_0$	idade do betão à data do carregamento;
$t_{\infty}$	idade do betão a tempo infinito;
u	perímetro da secção transversal de betão;
x	direção longitudinal do viaduto; coordenada;
y	direção transversal do viaduto; coordenada;
z	braço do binário dos esforços internos;

### Letras gregas

$\alpha$	coeficiente; ângulo;
$\alpha_c$	fator que tem em conta o estado de tensão na secção de betão;
$\beta$	coeficiente; ângulo; relação;
$\gamma_{cE}$	coeficiente parcial de segurança para o módulo de elasticidade do betão;
$\gamma_d$	valor de cálculo do peso específico;
$\gamma_{BA}$	peso específico do betão armado;
$\gamma_{d,BA}$	valor de cálculo do peso específico do betão armado;
$\gamma_{d,solo}$	valor de cálculo do peso específico do solo;
$\gamma_G$	coeficiente parcial de segurança para ações permanentes;
$\gamma_Q$	coeficiente parcial de segurança para ações variáveis;
$\gamma_P$	coeficiente parcial de segurança para ações de pré-esforço;
$\Delta\sigma_{p0,c}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à deformação instantânea do betão;

$\Delta\sigma_{pt,c}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à fluência do betão;
$\Delta\sigma_{pt,r}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à relaxação dos aços de pré-esforço;
$\Delta\sigma_{pt,s}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido à retração do betão;
$\Delta\sigma_{pt,c+r+s}$	valor da perda de tensão de pré-esforço devido aos efeitos diferidos (retração, fluência e relaxação);
$\Delta T$	variação de temperatura;
$\delta$	deslocamento; deformação;
$\delta_{c+s}$	deslocamento devido à fluência e retração;
$\delta^+_{max}$	deslocamento máximo de encurtamento do tabuleiro;
$\delta^-_{max}$	deslocamento máximo de alongamento do tabuleiro;
$\epsilon_c$	extensão do betão;
$\epsilon_{cs}$	extensão total de retração;
$\epsilon_p$	extensão no aço de armaduras de pré-esforço;
$\epsilon_{pyd}$	extensão máxima para armaduras de pré-esforço;
$\epsilon_s$	extensão no aço para armaduras ordinárias;
$\epsilon_{syd}$	extensão máxima para armaduras ordinárias;
$\eta$	coeficiente de comportamento;
$\eta_g$	fator que tem em conta o fator de grupo de estacas;
$\theta$	inclinação; ângulo;
$\theta_0$	valor básico;
$\lambda$	alcance das perdas por reentrada das cunhas; coeficiente de esbelteza;
$\lambda_{lim}$	esbelteza limite;
$\mu$	coeficiente; coeficiente de atrito;
$\xi_3$	coeficiente de correlação calculado, para valores médios de capacidade resistente, em estacas moldadas;
$\xi_4$	coeficiente de correlação calculado, para valores mínimos de capacidade resistente, em estacas moldadas;
$\rho$	fator de relaxação;
$\rho_s$	taxa de armadura;
$\rho_{1000}$	valor da perda devida à relaxação (em %), às 1000 horas depois da aplicação de pré-esforço e a uma temperatura média de 20°C;

$\sigma$	tensão;
$\sigma_c$	valor da tensão de compressão no betão;
$\sigma_i$	valor da tensão aplicada na fibra inferior;
$\sigma_s$	valor da tensão aplicada na fibra superior;
$\sigma_{P0}$	valor da tensão de pré-esforço inicial;
$\sigma_{P\infty}$	valor da tensão de pré-esforço a tempo infinito;
$\sigma'_{V,max}$	valor de cálculo da tensão efetiva máxima vertical;
$\sigma'_{V,med}$	valor de cálculo da tensão efetiva média vertical;
$\emptyset$	diâmetro; ângulo;
$\emptyset_b$	diâmetro da bainha de pré-esforço;
$\emptyset_d'$	valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo;
$\emptyset_k'$	valor de característico do ângulo de atrito interno do solo;
$\varphi$	coeficiente de fluência; coeficiente; ângulo;
$\psi$	coeficiente de redução; coeficiente; ângulo;
$\nu$	fator de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
$\omega$	taxa mecânica de armadura.

## **1. Introdução**

O Trabalho Final de Mestrado (TFM), constitui o desenvolvimento a nível de projeto de execução do Viaduto do Vale.

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

Serão consideradas todas as variáveis e condicionantes aplicadas a uma obra deste tipo, nomeadamente, o traçado viário, a localização, o terreno natural, as propriedades dos materiais e os processos construtivos a adotar.

O TFM terá a seguinte constituição: I – Introdução; II - Memória descritiva; III – Cálculos justificativos; IV – Conclusões, Peças desenhadas.



## **2. Memória Descritiva**

### **2.1 Descrição do Viaduto**

O presente Viaduto tem um comprimento de 264 metros e transpõe um vale cuja maior profundidade é de aproximadamente 40 metros.

O viaduto desenvolver-se-á, entre eixos de apoio nos encontros, entre o Km 0+926,520 e o Km 1+190,520 sobre o vale mencionado. Em planta desenvolve-se em alinhamento reto.

O Trainel tem uma altura máxima da rasante de 40m com uma inclinação de 4%.

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

O Viaduto enquadra-se na classe I (Classe I - pontes que servem vias de comunicação suscetíveis de terem tráfego intenso ou pesado, nomeadamente estradas nacionais, vias urbanas e certas estradas municipais e florestais), encontrando-se este em zona sísmica A (Concelho a que pertence) e em relação ao vento a zona é a B (os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m) e a rugosidade aerodinâmica é do tipo II (Tipo II - rugosidade a atribuir aos restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas, sendo que o Tipo I são zonas urbanas onde predominam edifícios de médio e grande porte). Ações definidas segundo o RSA.

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

De acordo com as profundidades a que ocorrem os terrenos com boa capacidade de carga, admitem-se fundações diretas por sapatas para as zonas afastadas da linha de água e fundações indiretas por estacas junto à mesma.

### **2.2 Descrição da Solução adotada**

#### **Vãos do tabuleiro**

As condicionantes presentes neste estudo estão relacionadas com a solução estrutural, as ações consideradas e os critérios de segurança.

A escolha do tipo de tabuleiro, dos tramos e do processo construtivo derivam da topografia do vale a vencer. Adotou-se um total de 7 tramos. Devido à elevada

profundidade do vale, aproximadamente 40m, o comprimento dos tramos entre pilares adotado é de 40m para os tramos centrais e de 32m para os tramos extremos.

Considerou-se uma ligação pilar-tabuleiro monolítica nos pilares P2, P3 e P4, enquanto que no P1, P5 e P6 que são pilares rotulados, atenuando-se deste modo os esforços envolvidos, já que se tratam de pilares mais curtos.

Por conveniência à solução adotada – laje vigada – optou-se pelo método construtivo tramo-a-tramo com recurso a cimbra auto-lançável.

Adota-se uma relação de 0,8L nos vãos extremos em relação aos vãos correntes, por forma a uniformizar os momentos negativos e positivos máximos. A uniformização dos momentos leva a uma economia no pré-esforço, dado que os esforços nas extremidades são menores. Vejamos como se obtém a relação de 0,80L.

Momento negativo máximo, viga encastrada-encastrada =  $(P.L^2) / 12$

Momento negativo máximo, viga apoiada-encastrada =  $(P.L^2) / 8$

Igualando ambas, tem-se:

$$\frac{L'}{L} = \sqrt{\frac{8}{12}} \Leftrightarrow \frac{L'}{L} = 0,8 \Leftrightarrow L' = 0,8L$$

Outros fatores para a escolha dos respetivos vãos, são: I - As vigas de lançamento serem limitadas aos 50 metros de comprimento; II - Vãos mínimos de 30 metros, para se otimizar a velocidade de execução e a economia da estrutura, pois consequentemente também diminuem o número de pilares.

### **Secção transversal do tabuleiro**

O tabuleiro terá duas vigas longitudinais com uma altura constante de 2,50 metros, ligadas por uma laje de espessura variável, em betão armado, que se prolonga exteriormente em consolas, também de espessura variável. Dotar-se-á de carlingas (viga transversal) sobre os apoios nos pilares e nos encontros uma vez que o alargamento das almas das vigas será feito apenas para o interior.

A secção em “TT”, é escolhida por motivos de simplicidade de execução relativamente a outras secções, tais como em caixão.

Nas zonas dos pilares, a secção apresenta uma constituição mais robusta, por forma a resistir aos momentos negativos impostos.

Na secção dos pilares não só se alarga para resistir aos momentos negativos impostos, mas também para garantir o espaço necessário para a instalação dos aparelhos de apoio. Assim a largura das vigas aumenta de 0,60 para 1,20m, num comprimento de 4,0m.

Nos encontros, dá-se o mesmo processo de alargamento, com a inclusão do espessamento do tabuleiro de forma a garantir um adequado apoio sobre o encontro.

## **Pormenores construtivos**

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

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

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

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

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

## **Objetivos**

Para além do cumprimento das condicionantes descritas anteriormente, pretende-se desenvolver um projeto que conduza a uma estrutura segura, durável, robusta, económica e fácil de construir.

## **Materiais**

Betão

- Regularização: C16/20;
- Encontros e fundações: C30/37;
- Pilares e tabuleiro: C35/45.

Aço:

- Armaduras ordinárias: A500NR;
- Aço de pré-esforço: Y1860 S7.

Os recobrimentos usados foram:

- Superfícies em contacto com o terreno: 7cm;
- Restantes superfícies: 4cm.

## **2.3 Critérios de verificação de segurança**

Para corretamente dimensionar a estrutura é necessário conhecer bem as ações que nela poderão atuar, para posteriormente poderem ser articuladas segundo as várias

combinações de ações regulamentadas. As ações a considerar devem ser separadas de acordo com o seu carácter, dividindo-se em permanentes, variáveis e de acidente, de acordo com o RSA.

### **Ações permanentes**

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

### **Ações variáveis**

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

### **Ações de acidente**

Não foram consideradas quaisquer ações de acidente.

### **Verificação da segurança**

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

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

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

### **Estados limites de utilização**

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

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

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

i.) combinação quase-permanente

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

Onde:

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

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

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

$\psi_{2i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ) correspondentes à ação variável de ordem i.

ii.) combinação frequente

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

Onde:

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

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

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

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

$\psi_{11}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_1$ ) de ação variável base;

$\psi_{2i}$  –. Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ) correspondentes à ação variável de ordem i.

**Estados limites últimos**

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

$$E_d \leq R_d$$

Onde:

$E_d$  – Valor de cálculo dos esforços atuantes;

$R_d$  – Valor de cálculo dos esforços resistentes.

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

### i ) Flexão

$$M_{ed} \leq M_{rd}$$

Onde:

$M_{ed}$  – Valor de cálculo dos momentos fletores atuantes;

$M_{rd}$  – Valor de cálculo dos momentos fletores resistentes.

### ii ) Esforço transversal

$$V_{ed} \leq V_{rd}$$

Onde:

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

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

### **Combinações utilizadas - estados limites últimos**

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

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

#### i ) combinação fundamental

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

Onde:

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

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

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

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

$\gamma_{Gj}$  – Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

$\gamma_p$  – Coeficiente de segurança às ações de pré-esforço;

$\gamma_{Q1}, \gamma_{Qi}$  – Coeficientes de segurança relativo às ações variáveis;

$\psi_{0i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_0$ ) correspondentes à ação variável de ordem i.

## ii) combinação sísmica

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

Onde:

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

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

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

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

$\gamma_Q$  – Coeficientes de segurança relativos às ações variáveis;

$\psi_{2i}$  – Coeficiente de redução ( $\psi_2$ ) correspondentes à ação variável de ordem i.

## **Abordagens de cálculo para a verificação geotécnica**

Os valores dos coeficientes parciais a aplicar nestas situações encontram-se fixados no Anexo A da presente Norma e são agrupados em conjuntos denominados A (para as ações ou para os efeitos das ações), M (para os parâmetros do solo) e R (para as capacidades resistentes). Devem ser escolhidos de acordo com a Abordagem de Cálculo adotada.

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

a) Estado limite de equilíbrio (EQU)

i. Combinação:  $A_{EQU} + M_2 + R_1$

b) Estado limite de rotura do terreno de fundação (GEO)

• Caso geral:

i) Combinação 1:  $A_1 + M_1 + R_1$

ii) Combinação 2:  $A_2 + M_2 + R_1$

- Estacas:
  - i) Combinação 1: A1+"M1"+"R1
  - ii) Combinação 2: A2+"M1"+"R4

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

a) Estado limite de equilíbrio (EQU)

i) Combinação 1: A+"ME,EQU"+"R1

b) Estado limite de rotura do terreno de fundação (GEO)

i) Combinação 1: A""ME,GEO"+"R1

### **Coeficientes parciais de segurança**

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

a) Dimensionamento estrutural (STR)

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

**Tabela 1 - Coeficientes parciais de segurança para as ações (dimensionamento estrutural)**

Tipo de ação			$\gamma$	coeficiente
Permanente	PP	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35
		Favorável		1,00
	RCP	Desfavorável	$\gamma_G$	1,50
		Favorável		1,00
	PE	Desfavorável	$\gamma_P$	1,20
		Favorável		1,00
Variável		Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50
		Favorável		0,00

b) Dimensionamento geotécnico (EQU e GEO)

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

**Tabela 2 - Coeficientes parciais de segurança para as ações (dimensionamento geotécnico)**

Tipo de ação		$\gamma$	E.Q.U.	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 sismo)	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,50	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00	0,00
Sismo	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,00	1,00	1,00
	Favorável		0,00	0,00	0,00

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

**Tabela 3 - Coeficientes parciais de segurança para os materiais (dimensionamento geotécnico)**

Parâmetro do solo	$\gamma$	Geral		Sismo	
		M1	M2	ME,EQU	ME,GEO
Ângulo de atrito interno	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,10
Peso volúmico	$\gamma_{\gamma'}$	1,00	1,00	1,00	1,00

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

**Tabela 4 - Coeficientes parciais de segurança para as resistências das estacas (dimensionamento geotécnico)**

Capacidades resistentes	$\gamma$	R1	R4
Ponta	$\gamma_b$	1,25	1,60
Lateral (compressão)	$\gamma_s$	1,00	1,30
Total/combinada (compressão)	$\gamma_t$	1,15	1,50

### Coeficientes de redução

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

**Tabela 5 - Coeficientes de redução**

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

## 2.4 Modelação Estrutural

Foram efetuados três modelos de cálculo no software SAP2000, o primeiro dirá respeito à análise transversal, o segundo à análise longitudinal e o terceiro à análise sísmica.

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

#### 2.4.1 Análise Transversal

Na análise transversal aplicou-se o método dos elementos finitos, utilizando elementos finitos planos. O modelo considerado para esta análise apenas contempla um tramo corrente, com 40 metros de comprimento, no qual se aplicam os carregamentos. Este modelo serviu para proceder ao dimensionamento da consola e da laje intermédia.

Através deste modelo fez-se a verificação de segurança aos Estados Limites de Flexão e Esforço Transverso da laje intermédia e das consolas da secção transversal, bem como da viga de equilíbrio (Carlinga).

(Figura 1)

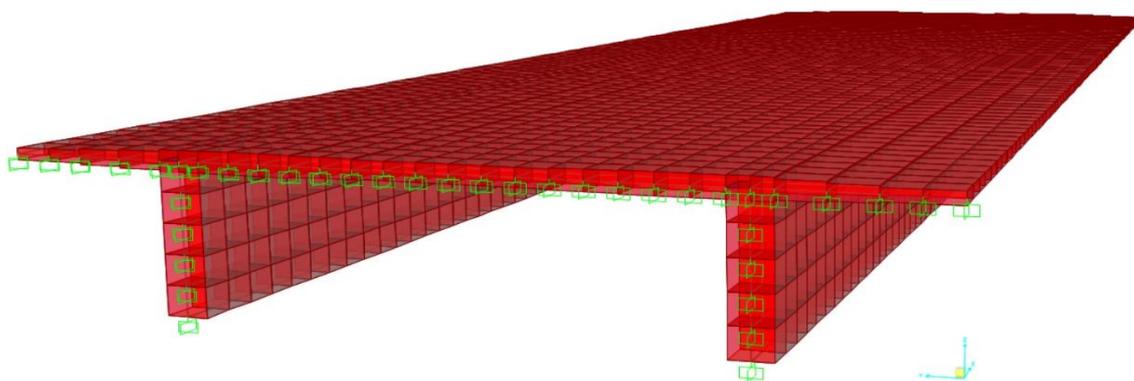


Figura 1 - Modelo de análise transversal

#### 2.4.2 Análise Longitudinal

O tabuleiro foi modelado longitudinalmente por uma única viga, sendo esta constituída por um apoio fixo no encontro esquerdo, e por apoios móveis, nos pilares, bem como no encontro situado á direita, na qual serão aplicados os respetivos carregamentos.

Através deste modelo verificou-se os Estados Limites de Utilização (Descompressão e de abertura de fendas); os Estados Limites Últimos de Flexão e Esforço Transverso, e ainda o cálculo dos momentos no faseamento construtivo.

(Figura 2)



Figura 2 - Modelo de análise longitudinal

### 2.4.3 Análise Sísmica

Para o estudo dos pilares, fundações e aparelhos de apoio foi necessário acrescentar ao modelo da análise longitudinal, barras verticais com o comprimento dos pilares (duas barras por alinhamento ligadas ao tabuleiro por constraints). (Figura 3)

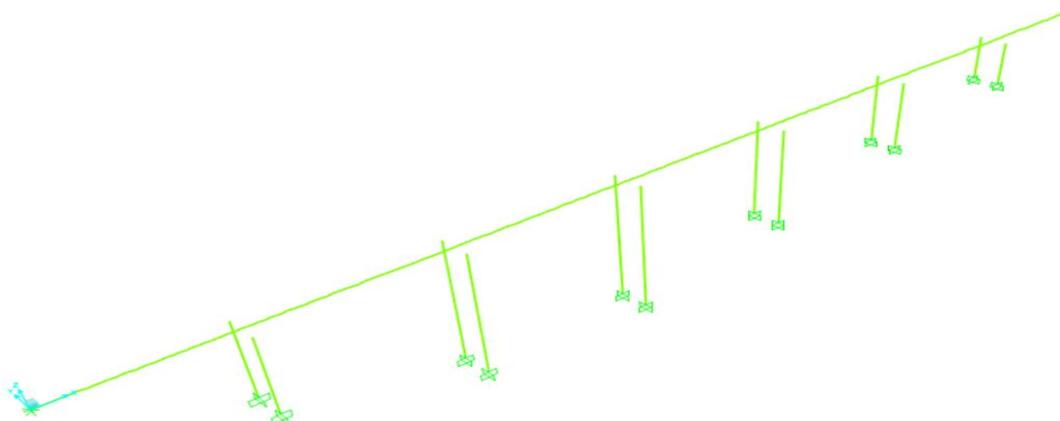


Figura 3 - Modelo de análise sísmica

Os pilares serão encastrados na base e os encontros apenas têm movimentos de translação longitudinalmente e rotação nas direções perpendiculares.

Este modelo tem os mesmos carregamentos da análise longitudinal, adicionando-se os espectros de resposta do RSA.

Este modelo deu-nos os esforços nos pilares e permite-nos fazer a verificação dos Estado Limite de Flexão e Esforço Transverso, bem como a verificação de segurança das fundações dos pilares.

### 2.5 Processo Construtivo

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

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

Fundações;

Encontros e Pilares;

Tabuleiro;

Aterros e Acabamentos.



### 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. Para ter em conta 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.

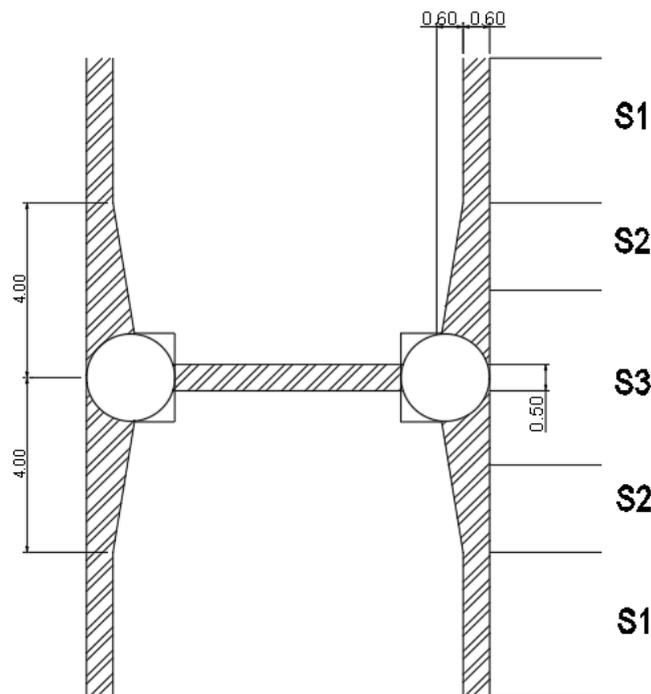
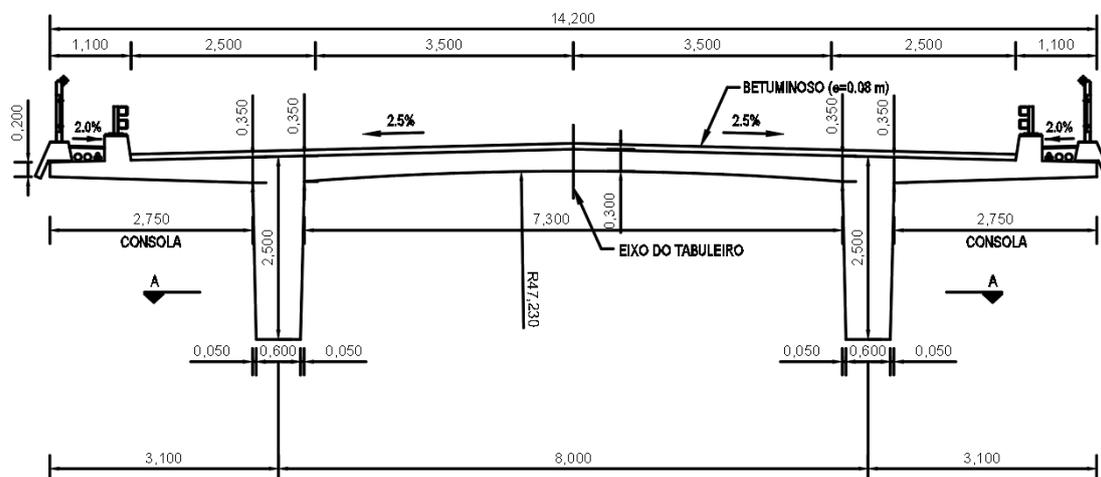


Figura 4 - espessamento das almas e denominação de secções

Longitudinalmente, as secções S3 e S2 têm um comprimento de 2,00 metros respetivamente e a secção S1 contém o restante comprimento em que o tabuleiro possui, transversalmente, a secção corrente (ver Figura 4).

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 5)



**Figura 5 - Secção transversal corrente (S1)**

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

Na Tabela 6 apresentam-se as propriedades geométricas de cada secção considerada, particularmente nas secções S3 e S2 os valores foram considerados a meio, ou seja, considerou-se a largura média da alma das respetivas secções.

**Tabela 6 - Propriedades das secções transversais**

Propriedades	Secção		
	S1 ou corrente	S2	S3
Área [m <sup>2</sup> ]	7,224	7,956	9.300
Inércia [m <sup>4</sup> ]	6,061	7,496	10,340
Perímetro [m]	38,477	38,441	38,435
Vinf [m]	1,916		
Vsup [m]	0,584		

É de referir que as secções S3 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 S1.

### 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. (Tabela 7)

**Tabela 7 - Propriedades dos materiais**

Betão	Classe de betão	fck [MPa]	fcd [MPa]	fcm [MPa]	fctm [MPa]	fctk [MPa]	Ecm [MPa]	$\epsilon_c$ [‰]
Regularização	C16/20	16,000	10,600	24,000	1,900	1,300	29,000	3,500
Encontros e fundações	C30/37	30,000	20,000	38,000	2,900	2,000	33,000	3,500
Pilares e tabuleiro	C35/45	35,000	23,300	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 8 - Propriedades das armaduras ordinárias**

Aço	Classe de aço	fsyk [MPa]	fsyd [MPa]	$\epsilon_s$ [GPa]	$\epsilon_{syd}$ [‰]
Armaduras ordinárias	A500 NR	500,000	435,000	200,000	2,174

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

- i) NP EN 206-1: C30/37•XC 3(P) •CI 0,20•Dmax22•S3;
- ii) NP EN 206-1: C35/45•XC 3(P) •CI 0,20•Dmax22•S3.

**Tabela 9 - Propriedades do aço de pré-esforço**

Aço	Classe de aço	fpuk [MPa]	fpyd [MPa]	Ep [GPa]	$\epsilon_{pyd}$ [‰]	$\epsilon_\infty$ [‰]
Armaduras de pré-esforço	Y1860 S7	1670,000	1400,000	195,000	7,200	5,000

## 3.4 Ações

### 3.4.1. Dados de dimensionamento

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

### 3.4.2. Ações permanentes

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

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

Peso próprio dos elementos estruturais

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

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

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

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

### Restantes cargas permanentes

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

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

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

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

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

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

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

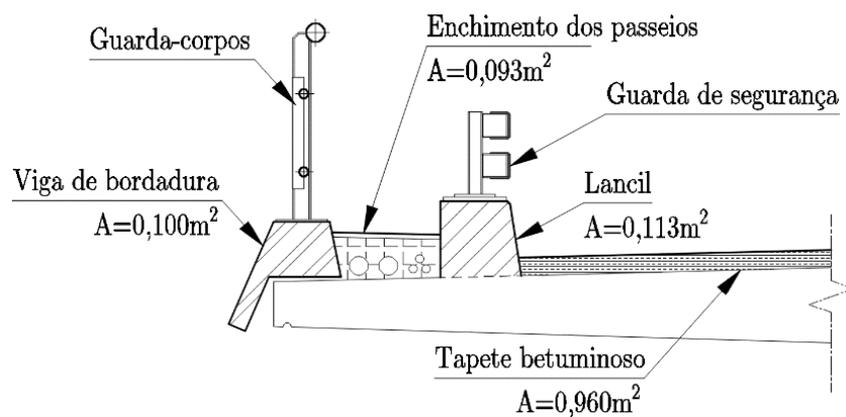


Figura 6 - Pormenor da localização das RCP

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.

## Pré-esforço

O pré-esforço foi introduzido na estrutura com recurso a cargas equivalentes ao efeito do pré-esforço. Dada a sua importância neste projeto, o mesmo será aprofundado mais à frente neste capítulo, mais concretamente na secção 3.5.

## Efeitos diferidos

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

### 3.4.3. Ações variáveis

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

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

#### Veículo tipo

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

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

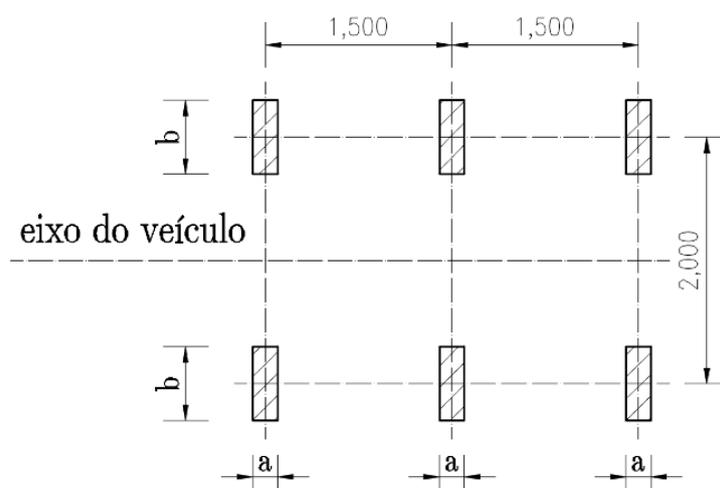


Figura 7 - Veículo tipo

### **Sobrecarga uniforme**

Considerou-se uma sobrecarga uniforme na direção longitudinal de 4,00 KN/m<sup>2</sup> aplicada na totalidade da largura do tabuleiro, ou seja, na faixa de rodagem e passeios.

Considerou-se uma sobrecarga uniforme aplicada nos passeios de 3,00 KN/m<sup>2</sup>.

### **Sobrecarga linear**

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

### **Sobrecarga concentrada no passeio**

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

### **Variação diferencial de temperatura (VDT)**

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

O gradiente térmico positivo é de:  $\frac{VDT(+)}{h_{,alma}} = \frac{10}{2,5} = 4,00^\circ C / m$

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

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

### **Variação uniforme de temperatura (VUT)**

Como previsto no artigo 18º do RSA, considerou-se uma variação uniforme de temperatura de . +/- 15º C

### **Sismo**

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

Foram utilizados os espectros de resposta do RSA para fazer uma análise dinâmica por forma a simular a ação de um sismo na estrutura. Para o efeito, foram consideradas as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2 em terreno tipo II. Na listagem de anexos apresentam-se os espectros de resposta.

Cada um destes dois casos de ação sísmica deve ser dividido em duas componentes: uma que atua segundo a direção longitudinal da estrutura, e outra que atua na direção transversal. Assim sendo, obtêm-se quatro casos distintos, que atuam separadamente, como prevê o RSA, dos quais se deve considerar sempre o mais gravoso. Em seguida,

apresentam-se os quatro casos que foram introduzidos na modelação para a análise dinâmica no SAP2000.

a) Direção longitudinal (direção X):

i) S1x – Ação sísmica tipo 1 em terreno tipo II;

ii) S2x – Ação sísmica tipo 2 em terreno tipo II;

b) Direção transversal (direção Y):

i) S1y – Ação sísmica tipo 1 em terreno tipo II;

ii) S2y – Ação sísmica tipo 2 em terreno tipo II;

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

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

**Tabela 10 - Frequências de vibração e fatores de participação modal**

Modo	F [Hz]	Fatores de participação modal [% de massa]	
		Longitudinal	Transversal
1	0,526	80,933	0,000
2	0,841	0,000	-73,549
3	2,337	0,000	-1,727
4	2,871	-1,683	0,000
5	3,151	0,000	0,000

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

### 3.5 Pré-esforço

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

O pré-esforço, em aço da classe Y1860 S7, é aplicado através de 4 cabos com 27 cordões de 1,5 cm<sup>2</sup> (15,7 mm de diâmetro por cordão). Este é assim de 4x27Ø15,7 e tem de área total 162 cm<sup>2</sup>. Posteriormente, e para verificar a validade do pré-dimensionamento, foi feita a verificação do estado limite de descompressão.

#### 3.5.1. Traçado dos cabos de pré-esforço

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

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

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

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

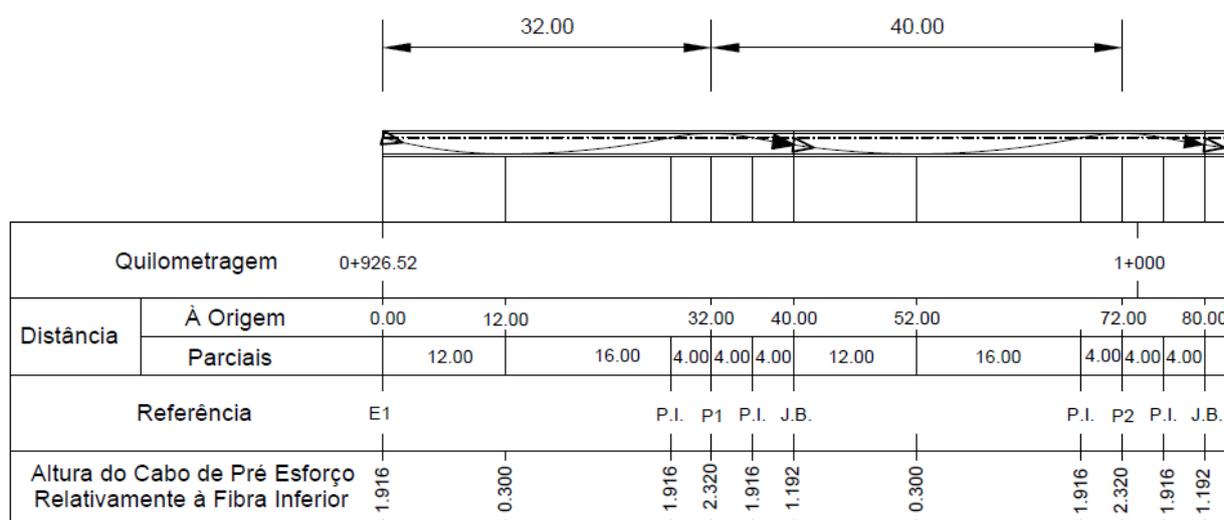


Figura 8 - Traçado dos cabos de pré-esforço

### 3.4.2. Cargas equivalentes

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

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

$$q_{eq} = 0,95 \times CP \Leftrightarrow \frac{2f \times P}{L^2} = 0,95 \times CP \Leftrightarrow P = \frac{0,95 \times CP \times L^2}{2f}$$
$$\Leftrightarrow P = \frac{0,95 \times (180,00 + 42,00) \times 16,00^2}{2 \times 1,616} = 16700,00 \text{ kN}$$

Com a força nos cabos (P), e admitindo uma tensão a tempo infinito de  $\sigma_{\infty} = 1000 \text{ MPa}$ , calculou-se a área de pré-esforço necessária, que para o efeito foi de  $A_p = 167,00 \text{ cm}^2$ .

Admitindo uma armadura de 4x27Ø15,7 (4 cabos com 27 cordões de 1,5 cm<sup>2</sup>), à qual corresponde uma área de pré-esforço de  $A_p = 162,00 \text{ cm}^2$ , obtém-se uma força nos cabos corrigida de  $P_{\infty} = \sigma_{\infty} \times A_p = 16200 \text{ kN}$ .

#### Cargas equivalentes distribuídas

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

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

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

Tabela 11 - Cargas equivalentes ao efeito do pré-esforço (distribuídas)

Troço	f [m]	L [m]	$P_{\infty}$	$Q_{eq}$ [kN/m]
1	1,616	12,000	16200,000	-363,600
2	1,616	16,000	16200,000	-204,525
3	0,404	4,000	16200,000	+818,100

A localização das parábolas pode ser observada na figura seguinte:

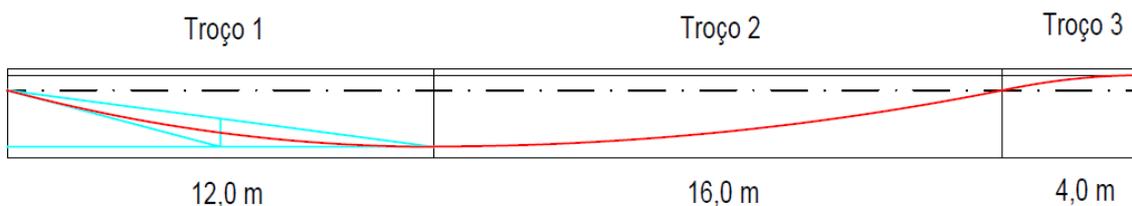


Figura 9 - Troços nas parábolas

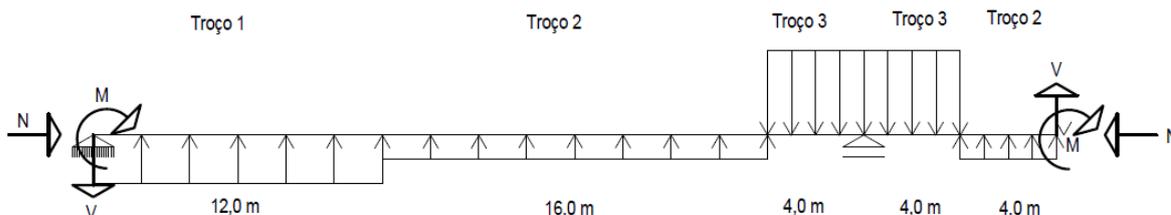


Figura 10 - Cargas distribuídas e concentradas equivalentes no 1º tramo

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

### Cargas equivalentes concentradas

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

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

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

$$V(x) = \pm P_{\infty} x \frac{2f}{L}$$

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

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

Secção	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
Encontro E1	-16200,000	-4363,146	0,000
Juntas de betonagem	-16200,000	-2408,454	11728,800
Encontro E2	-16200,000	4363,146	0,000

### 3.5.3. Forças e perdas

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

$$\sigma_0' = 0,75 \times f_{puk}$$

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

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

É necessário contabilizar todas estas perdas, por forma a garantir que, após perdas totais, para o estado limite de utilização, toda a estrutura esteja com tensões de compressão.

#### Perdas instantâneas – Início de exploração

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

Método de cálculo das perdas instantâneas:

a) Perdas por atrito

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

Onde:

$\sigma_1$  e  $\sigma_0$  – Tensões nos pontos 1 e 0, sendo o ponto 1 o mais afastado da ancoragem ativa;

$m_i$  – Fator de atrito do trecho parabólico  $i$ ;

$\Delta x_i$  – Comprimento (em projeção horizontal) do trecho  $i$ .

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

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

Onde:

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

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

k – Desvio angular unitário.

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

Tramo	$\mu$	k [ $m^{-1}$ ]	f [m]	L [m]	a [ $m^{-1}$ ]	m [ $m^{-1}$ ]
1	0,200	0,010	1,616	12,000	0,0112	0,0065
2			1,616	16,000	,0063	0,0045
3			0,404	4,000	0,0253	0,0121

#### b) Perdas por reentrada das cunhas

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

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

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

Onde:

$E_p$  – módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;

$\delta r$  – Valor de reentrada das cunhas;

$\sigma_{0'}$  – Tensão de esticamento dos cabos de pré-esforço.

Tramo	m [ $m^{-1}$ ]	$\delta r$ [mm]	$E_p$ [GPa]	$\sigma_{0'}$ [MPa]	$\lambda$ [m]
1 ao 6	0,0045	6,000	195,000	1395,000	14,090
7	0,0065	6,000	195,000	1395,000	11,800

A reentrada das cunhas acontece nas ancoragens ativas, que se localizam no final de cada tramo, ou seja, nas juntas de betonagem e no último tramo junto ao encontro E2.

A tensão inicial na ancoragem ativa, após perdas por reentrada de cunhas, pode ser calculada pela fórmula Euler, vindo:

$$\sigma_{0x} = \sigma_{0'} \times e^{-2\lambda}$$

Tendo em conta o facto do argumento da exponencial,  $m \times x$ , possuir, em geral, um valor pequeno, resultando que:  $e^{-mx} \cong 1 - mx$ .

Atendendo à figura seguinte, tem-se:

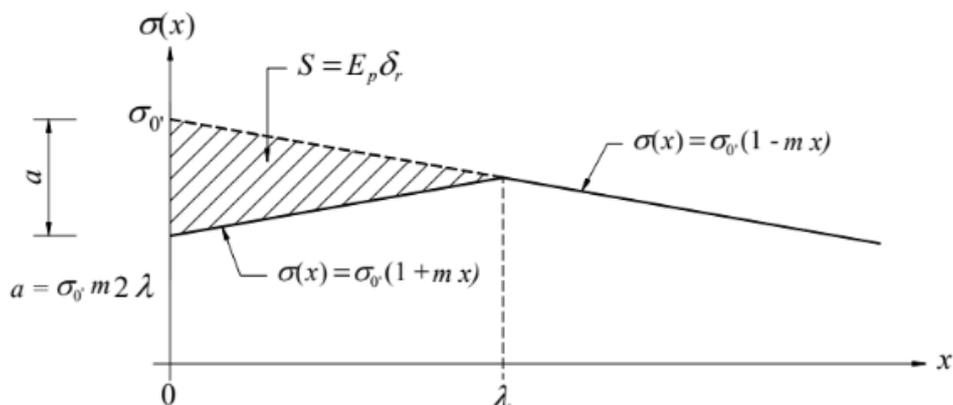


Figura 11- Fórmula aproximada para cálculo das perdas por reentrada de cunhas

Tendo em consideração a figura acima apresenta-se a fórmula utilizada para o cálculo das tensões após reentrada de cunhas e atrito até se atingir  $\lambda$ , é a seguinte:

$$\sigma_0' a + rc(x) = \sigma_0' - \sigma p_0' . m 2 \lambda + \sigma_0' . m x$$

De notar que a expressão anterior apenas é válida até que  $x \leq \lambda$ .

### Tensões e forças após perdas instantâneas

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

Tabela 12 - Cálculo das perdas instantâneas

Posição [m]	$\sigma_{P0,a}$ [MPa]	$\sigma_{P0,a+rc}$ [MPa]	$P0'a+rc$ [kN]
264 Ativo	1395,00	1177,38	19073,56
252	1290,33	1290,33	20903,27
240 Passivo	1193,51	1193,51	19334,78
240 Ativo	1395,00	1219,23	19751,53
232	1345,67	1273,01	20622,71
226	1309,83	1309,83	21219,18
212	1229,85	1229,85	19923,61
200 Passivo	1165,20	1165,20	18876,27
200 Ativo	1395,00	1219,23	19751,53
186	1309,83	1309,83	21219,18
172	1229,85	1229,85	19923,61
160 Passivo	1165,20	1165,20	18876,27
160 Ativo	1395,00	1219,23	19751,53
146	1309,83	1309,83	21219,18
132	1229,85	1229,85	19923,61

120 Passivo	1165,20	1165,20	18876,27
120 Ativo	1395,00	1219,23	19751,53
92	1229,85	1229,85	19923,61
80 Passivo	1165,20	1165,20	18876,27
80 Ativo	1395,00	1219,23	19751,53
66	1309,83	1309,83	21219,18
52	1229,85	1229,85	19923,61
40 Passivo	1165,20	1165,20	18876,27
40 Ativo	1395,00	1219,23	19751,53
26	1309,83	1309,83	21219,18
12	1229,85	1229,85	19923,61
0 Passivo	1165,20	1165,20	18876,27

Seguidamente, apresentam-se os diagramas de tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas:

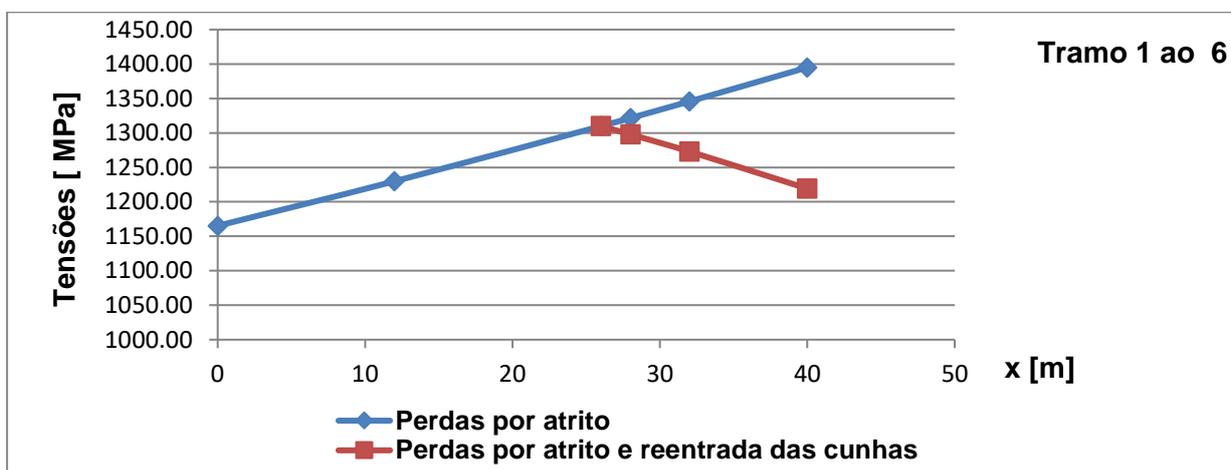


Figura 12- Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas: tramos 1 ao 6

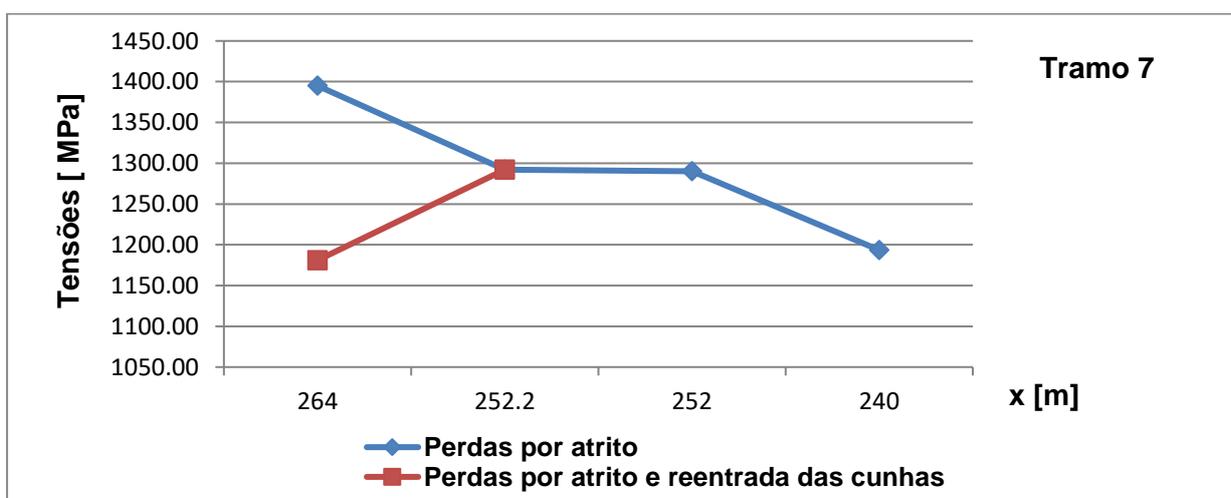


Figura 13 - Tensões de pré-esforço após perdas por atrito e reentrada das cunhas: último tramo

As perdas instantâneas do pré-esforço detalhadas encontram-se na listagem de anexos.

## Perdas diferidas – Longo Prazo

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

### Método de cálculo das perdas diferidas

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

Considerou-se ainda a área e o perímetro da secção corrente, que são respetivamente  $A_c=7,22\text{ m}^2$  e  $u=38,477\text{ m}$ . Com estes valores, calculou-se a espessura equivalente:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 7,22}{38,477} \times 1000 = 375,289\text{ mm}$$

#### i) Perdas por retração do betão

Segundo os critérios do EC2, a expressão total de retração  $\varepsilon_{cs}(t)$  é constituída por duas componentes: a extensão de retração por secagem  $\varepsilon_{cd}(t)$  e a extensão de retração autógena  $\varepsilon_{ca}(t)$ .

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

Sendo:

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

Onde:

- a idade do betão a tempo infinito  $t=t_\infty=20000$  dias.

- Fator para a influência da espessura equivalente:

$$\beta_{ds(t, t_s)} = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} = \frac{(20000 - 3)}{(20000 - 3) + 0,04\sqrt{375,289^3}} = 0,985$$

- Coeficiente que depende da espessura equivalente:

h <sub>0</sub>	100	200	300	≥500
k <sub>h</sub>	1,00	0,85	0,75	0,70

Para  $h_0=375,289\text{ mm}$  tem-se  $k_h=0,720$ .

- Fator que obedece à influência da humidade relativa na extensão de retração:

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

- Coeficientes que dependem do tipo de cimento:

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

- Extensão de retracção por secagem de referência:

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

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

Após estes cálculos auxiliares pode agora obter-se:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds(t,ts)} \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0,985 \times 0,720 \times 3,41 \times 10^{-4} = 2,23 \times 10^{-4}$$

Cálculo da extensão devida à retração autógena:

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

Onde:

- Fator que depende do tempo:

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

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

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

Assim a extensão devido à retração autógena, toma o seguinte valor:

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

Por fim o valor da extensão total de retração resulta:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 2,23 \times 10^{-4} + 6,25 \times 10^{-5} = 2,86 \times 10^{-4}$$

ii) Perdas por fluência do betão

O cálculo do coeficiente de fluência foi calculado de acordo com o EC2, nomeadamente o referido no anexo B da mesma.

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

O coeficiente de fluência de referência  $\varphi_0$  calcula-se através da seguinte expressão:

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

Onde:

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

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

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

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

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{70}{100}}{0,1 \times \sqrt[3]{375,289}} \times 0,866 \right] \times 0,960 = 1,305$$

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

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

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

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

Pode agora obter-se o coeficiente de fluência de referência:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 1,305 \times 2,562 \times 0,743 = 2,484$$

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

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

Onde:

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

$$\alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,3} = \left[ \frac{35}{43} \right]^{0,3} = 0,902$$

- Coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h<sub>0</sub> em mm):

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

$$\beta_H = 1,5 \left[ 1 + (0,012 \times 70)^{18} \right] \times 375,289 + 250 \times 0,902 \leq 1500 \times 0,902$$

$$\beta_H = 812,839 \leq 1553,291 \Rightarrow \beta_H = 812,839$$

De notar que se utilizou a expressão anterior porque f<sub>cm</sub> é maior que 35 Mpa.

Assim a expressão  $\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$ , toma o seguinte valor:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{20000 - 3}{812,839 + 20000 - 3} \right]^{0,3} = 0,988$$

Por fim obtém-se:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) = 2,484 \times 0,988 = 2,454$$

iii) Perdas por relaxação dos aços de pré-esforço

Para as perdas por relaxação, os cordões, são de classe 2, que corresponde a fios ou cordões de baixa relaxação como se observa no anexo D do EC2.

Considerou-se que:

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

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

**Tensões e forças após perdas diferidas**

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

i) Perdas por retração do betão

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

ii) Perdas por fluência do betão

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

iii) Perdas por relaxação dos aços de pré-esforço

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

Onde:

$\mu = \frac{\sigma_{p0}(x)}{f_{puk}}$  - Coeficiente que relaciona a tensão inicial de pré-esforço com o valor característico da resistência à tração do aço das armaduras de pré-esforço.

iv) Perdas diferidas totais

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

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

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

$$\Delta\sigma_{pt,\infty}(x) = \sigma_0(x) - \sigma_{pt,s+c+r}(x)$$

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

$$P_{,\infty}(x) = \sigma_{\infty}(x) \times Ap$$

Na tabela seguinte apresenta-se o cálculo das perdas para as secções críticas do tabuleiro, secção de apoio e de vão, bem como outros pontos notáveis tais como juntas de betonagem.

**Tabela 13 - Cálculo das perdas diferidas**

Posição [m]	e [m]	$\sigma_{,c}$ [Mpa]	$\mu$	$\Delta\sigma_{PT,s}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{PT,r}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{PT,c}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{PT,s+c+r}$ [MPa]	$\sigma_{Poo}$ [Mpa]	Poo [kN]
264 A	0	-2,642	0,633	55,77	33,901	37,179	120,108	1057,27	17127,804
252	-1,616	-11,897	0,694	55,77	48,618	167,44	262,216	1028,10	16655,367
240 P	-0,724	-4,350	0,642	55,77	35,710	61,223	145,633	1047,87	16975,535
240 A	-0,724	-4,444	0,656	55,77	38,784	62,543	149,411	1069,81	17331,060
232	+0,404	-3,414	0,684	55,77	46,027	48,043	140,691	1132,31	18343,518
212	-1,616	-11,340	0,661	55,77	40,125	159,59	247,573	982,280	15912,939
200 P	-0,724	-4,247	0,626	55,77	32,591	59,771	141,685	1023,51	16580,968
200 A	-0,724	-4,444	0,656	55,77	38,784	62,543	149,411	1069,81	17331,060
192	+0,404	-3,414	0,684	55,77	46,027	48,043	140,691	1132,31	18343,518
172	-1,616	-11,340	0,661	55,77	40,125	159,59	247,573	982,280	15912,939
160 P	-0,724	-4,247	0,626	55,77	32,591	59,771	141,685	1023,51	16580,968
160 A	-0,724	-4,444	0,656	55,77	38,784	62,543	149,411	1069,81	17331,060
152	+0,404	-3,414	0,684	55,77	46,027	48,043	140,691	1132,31	18343,518
132	-1,616	-11,340	0,661	55,77	40,125	159,59	247,573	982,280	15912,939
120 P	-0,724	-4,247	0,626	55,77	32,591	59,771	141,685	1023,51	16580,968
120 A	-0,724	-4,444	0,656	55,77	38,784	62,543	149,411	1069,81	17331,060
112	+0,404	-3,414	0,684	55,77	46,027	48,043	140,691	1132,31	18343,518
92	-1,616	-11,340	0,661	55,77	40,125	159,59	247,573	982,280	15912,939
80 P	-0,724	-4,247	0,626	55,77	32,591	59,771	141,685	1023,51	16580,968
80 A	-0,724	-4,444	0,656	55,77	38,784	62,543	149,411	1069,81	17331,060
72	+0,404	-3,414	0,684	55,77	46,027	48,043	140,691	1132,31	18343,518
52	-1,616	-11,340	0,661	55,77	40,125	159,59	247,573	982,280	15912,939
40 P	-0,724	-4,247	0,626	55,77	32,591	59,771	141,685	1023,51	16580,968
40 A	-0,724	-4,444	0,656	55,77	38,784	62,543	149,411	1069,81	17331,060
32	+0,404	-3,414	0,684	55,77	46,027	48,043	140,691	1132,31	18343,518
12	-1,616	-11,340	0,661	55,77	40,125	159,59	247,573	982,280	15912,939
0 P	0	-2,614	0,626	55,77	32,591	36,795	118,676	1046,52	16953,721

## 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 na base na expressão:

$$M_{PP(t)} = \sum M_{PP, fases} + (M_{PP, e} - \sum M_{PP, fases}) \times \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \times \varphi(t, t_0)}$$

Em que:

$\sum M_{PP, fases}$  - Somatório do momentos fletores devido ao peso próprio nas fases construtivas, sem o efeito da fluência, em [kN.m].

$\sum M_{PP, e}$  - Momento fletor do peso próprio, caso o viaduto fosse construído todo numa única fase, em [kN.m].

$\varphi(t, t_0)$  - Coeficiente de fluência à idade (t) por uma carga aplicada à idade (t<sub>0</sub>).

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

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

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

Em que:

$\sum M_{PE, fases}$  - Somatório do momentos fletores devido ao pré-esforço nas fases construtivas, em [kN.m].

$\sum M_{PE, e}$  - Momento fletor do pré-esforço, caso o viaduto fosse construído todo numa única fase, em [kN.m].

Teve-se em conta que:

- $\sum M_{PE, fases}$  e  $\sum M_{PE, e}$ , foram calculados para uma tensão de 1000 Mpa;
- $\varphi(t, t_0) = 0$  para  $t_0 = 0$  dias,  $\varphi(t, t_0) = 2,454$  para  $t_{\infty} = \infty$  dias, ou seja, no início de exploração (curto prazo) 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 serão apresentados 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.

#### Esforços devido ao peso próprio do tabuleiro

Os momentos fletores devido ao peso próprio foram determinados com base na

expressão  $M_{PP(t)} = \sum M_{PP, fases} + (M_{PP, e} - \sum M_{PP, fases}) \times \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \times \varphi(t, t_0)}$ , 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 curto prazo e a longo prazo

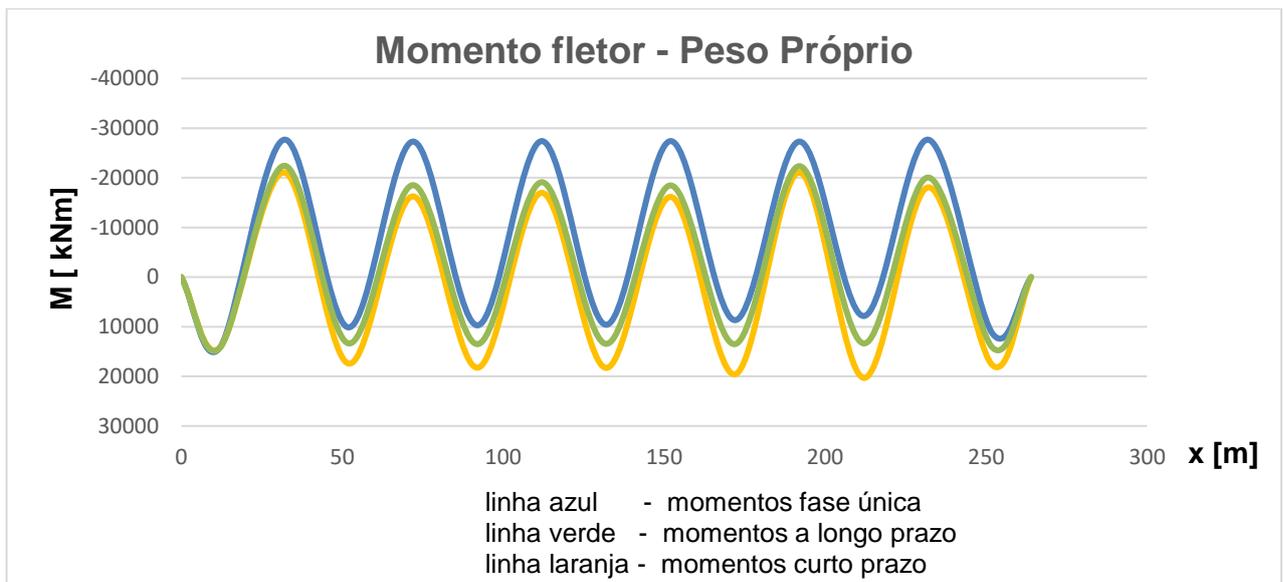


Figura 14- Diagrama do momento fletor devido ao peso próprio do tabuleiro

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

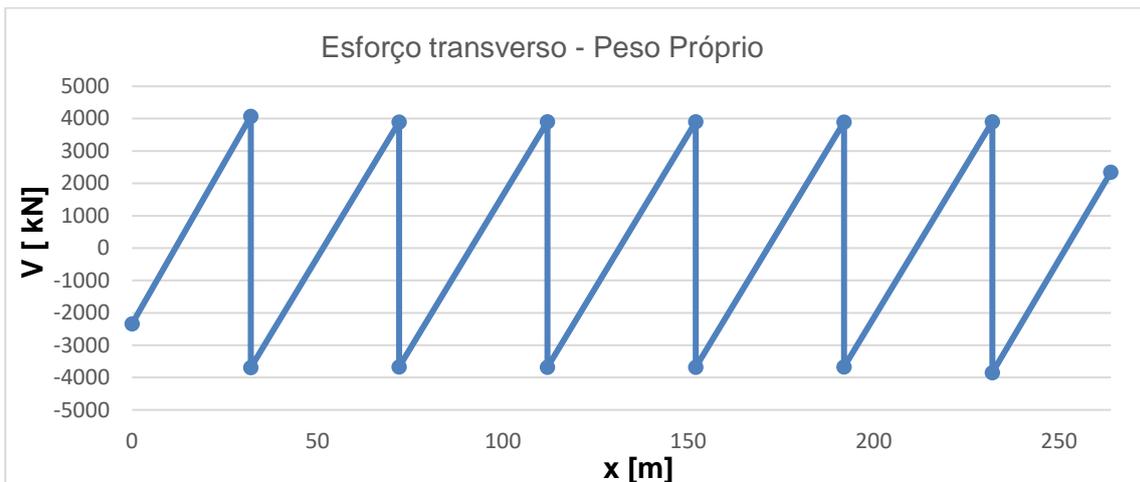


Figura 15 - Diagrama do esforço transverso devido ao peso próprio do tabuleiro

O diagrama do esforço transverso é simplesmente calculado como se a estrutura fosse construída numa só fase. Os maiores valores máximos absoluto de esforço transverso ocorrem nos pilares, em que o maior vale 4072,60kN.

**Esforços devido às cargas equivalentes ao pré-esforço**

Novamente, os momentos fletores devido ao pré-esforço foram determinados com base na expressão  $M_{PE(t)} = \left[ \sum M_{PE, fases} + (M_{PE, e} - \sum M_{PE, fases}) \times \frac{\varphi(t, t_0)}{1 + \rho \times \varphi(t, t_0)} \right] \times \frac{P}{1000}$ , 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

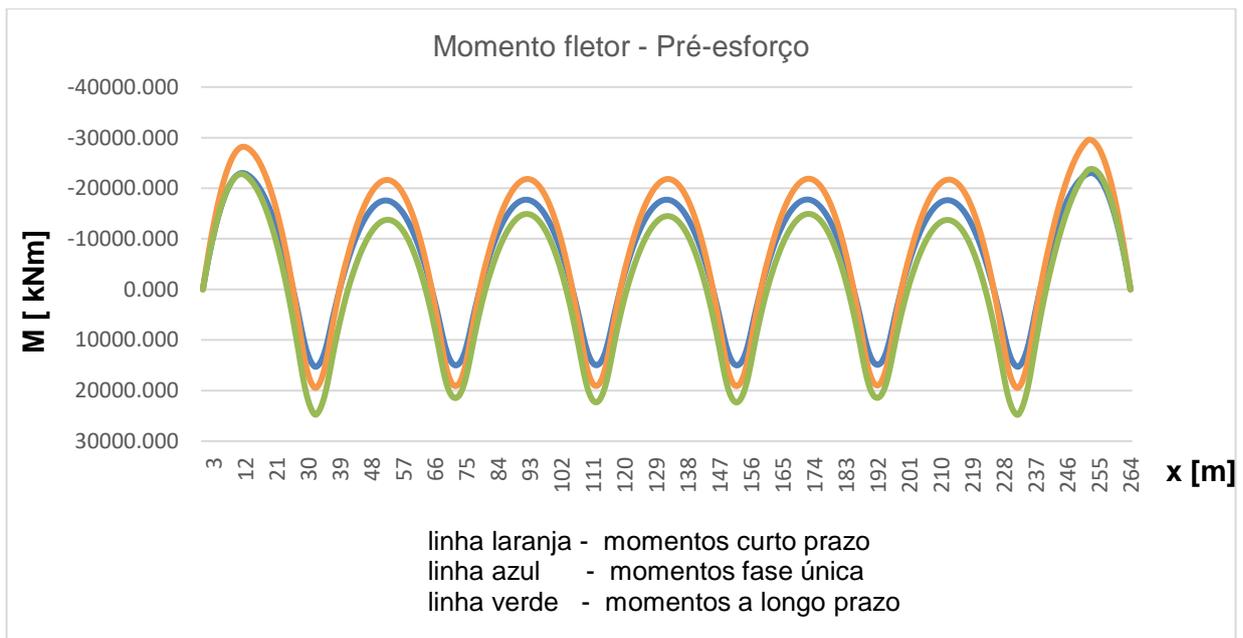


Figura 16 - Diagrama do momento fletor total devido ao pré-esforço

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:

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

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:

$$M_{PE, HIP} = M_{PE} - M_{PE, ISO}$$

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

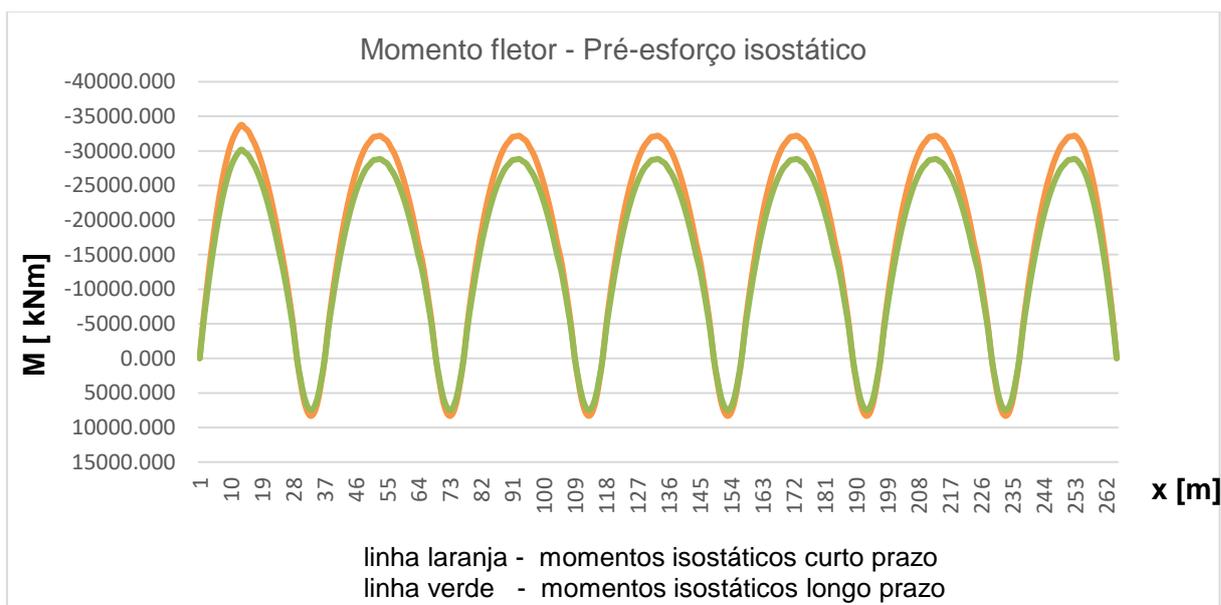


Figura 17 - Diagrama do momento fletor isostático devido ao pré-esforço

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

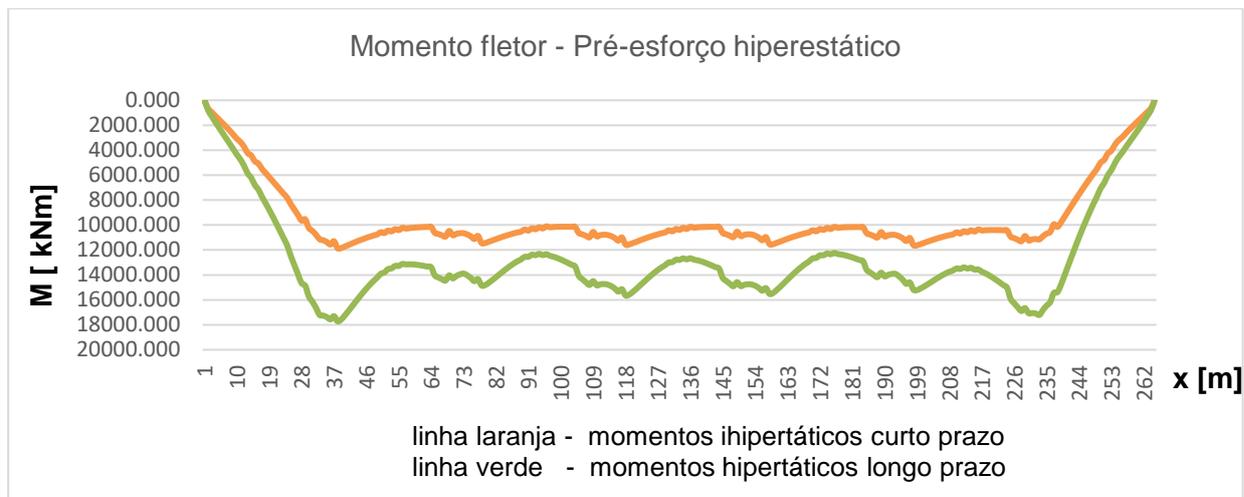


Figura 18 - Diagrama do momento fletor hiperestático devido ao pré-esforço

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 18.

- d) Diagrama do esforço transversal devido ao pré-esforço do tabuleiro

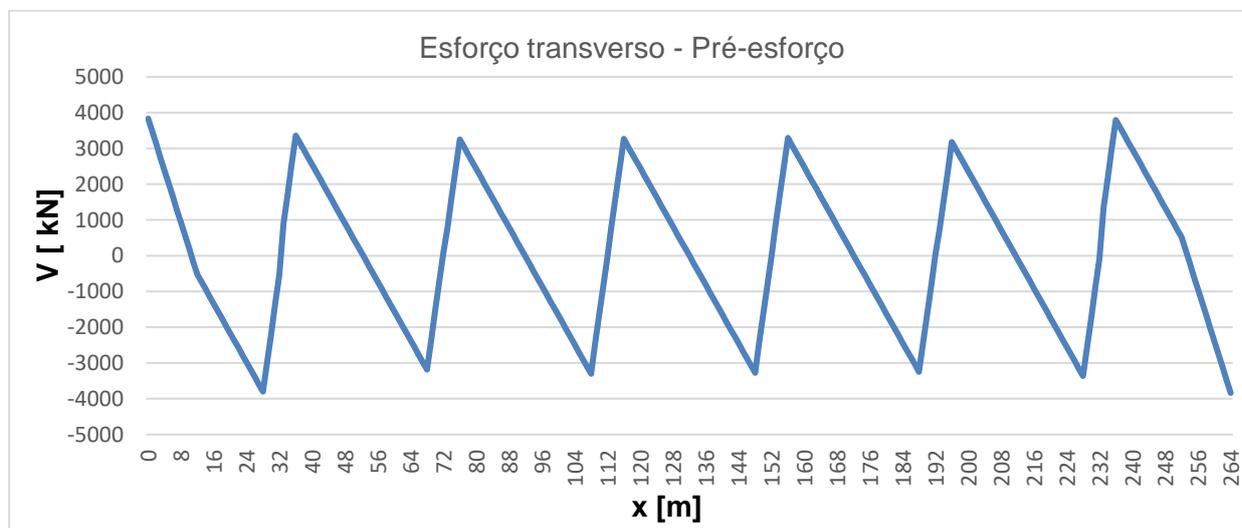


Figura 19 - Diagrama do esforço transversal devido ao pré-esforço

Mais uma vez, como no caso do peso próprio, o diagrama do esforço transversal 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 transversal ocorrem, a uma distância de 4,00 metros à esquerda e à direita dos pilares e, ainda, na zona dos encontros, em

que o maior vale  $-3836,14\text{kN}$  no encontro 2. Nos pontos onde o cabo de pré-esforço tem tangente horizontal, o valor do esforço transversal nesse ponto é quase igual a zero.

### Esforços devido às restantes cargas permanentes

a) Diagrama do momento fletor devido às restantes cargas permanentes

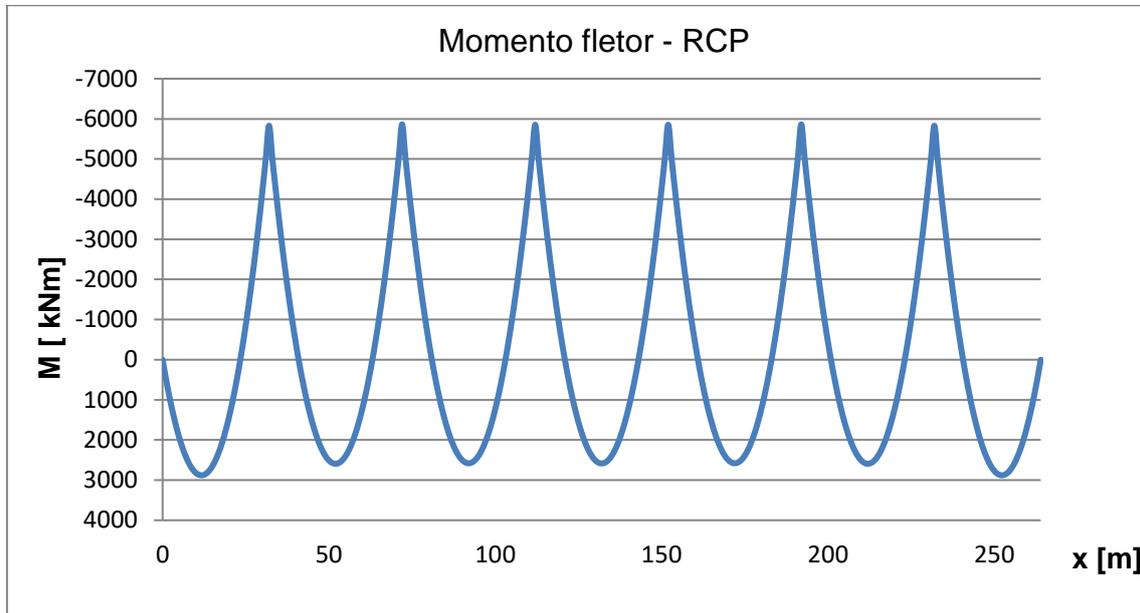


Figura 20 - Diagrama do momento fletor devido às restantes cargas permanentes

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  $-5855,51\text{kNm}$  e o máximo positivo é  $2580,05\text{kNm}$ .

b) Diagrama do esforço transversal devido às restantes cargas permanentes

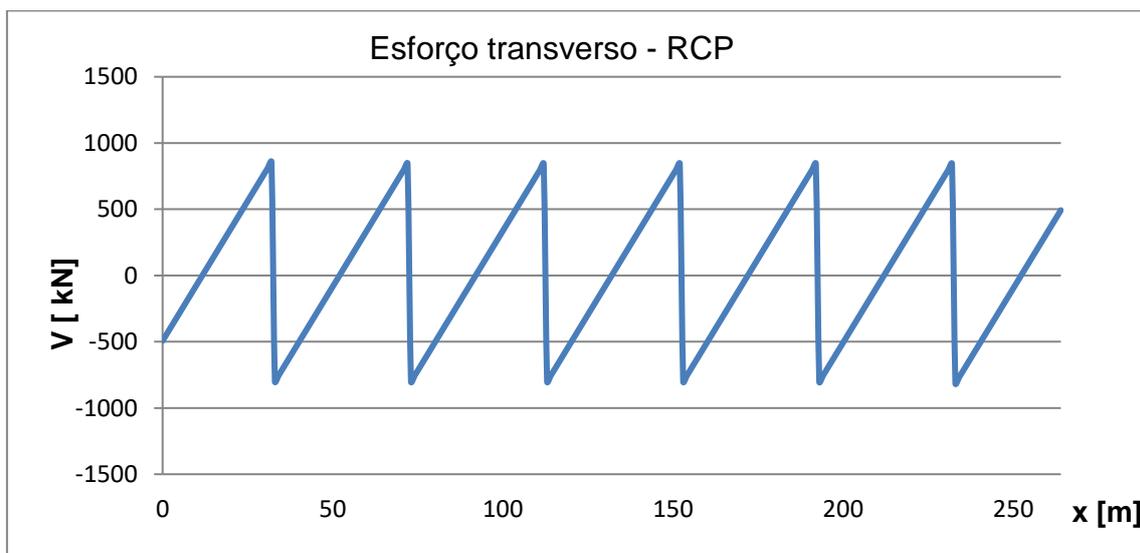


Figura 21 - Diagrama do esforço transversal devido às restantes cargas permanentes

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 847,42kN.

### 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

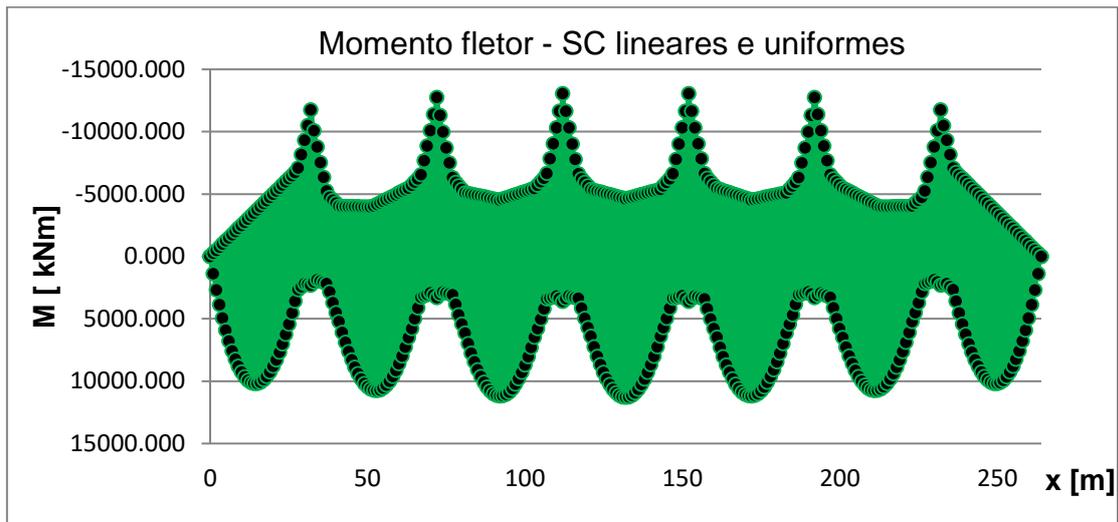


Figura 22 - Diagrama do momento fletor devido às sobrecargas

#### b) Diagrama do esforço transversal devido às sobrecargas

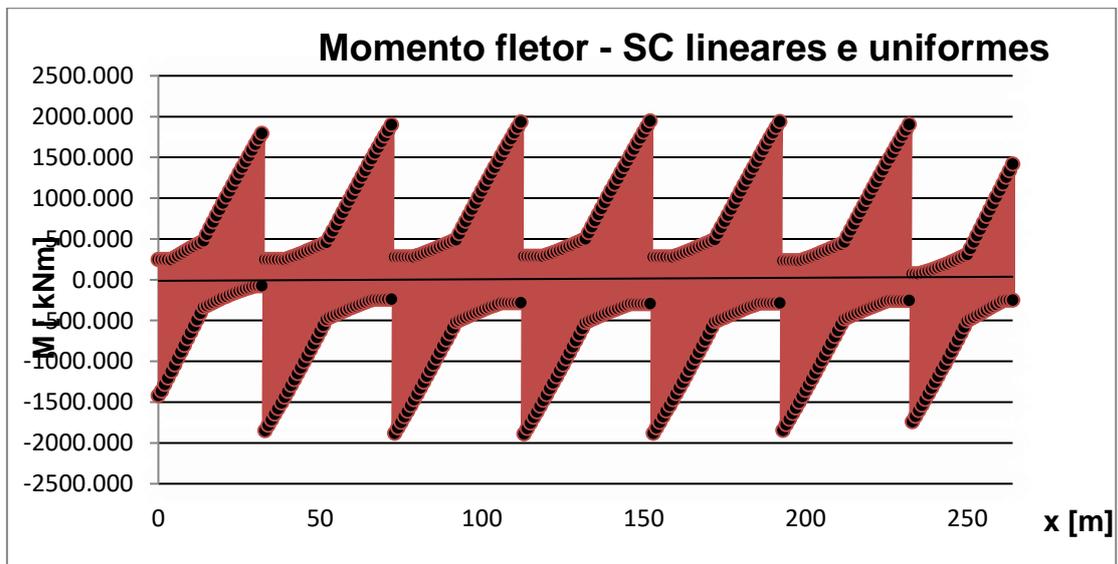


Figura 23 - Diagrama do esforço transversal devido às sobrecargas

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.

### 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

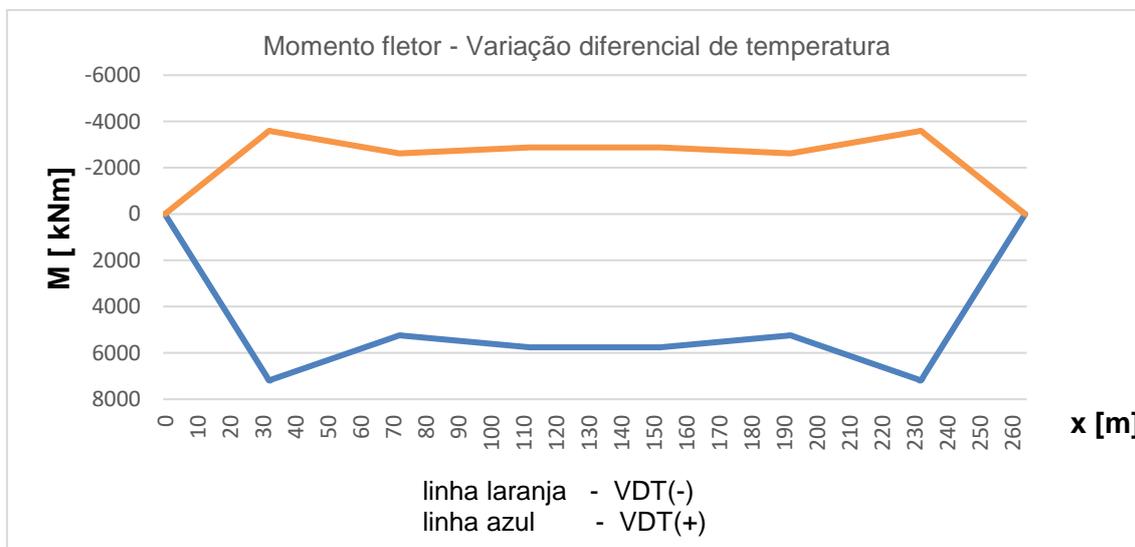


Figura 24 - Diagrama do momento fletor devido à variação diferencial da temperatura

#### b) Diagrama do esforço transversal devido à variação diferencial da temperatura

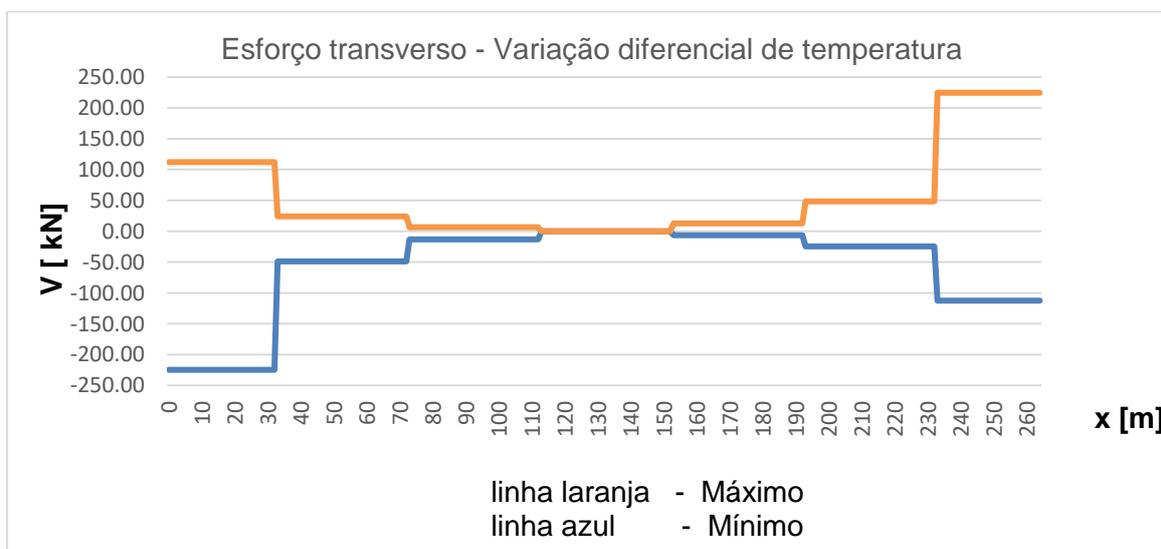


Figura 25 - Diagrama do esforço transversal devido à variação diferencial da temperatura

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

### **Esforços devido à variação uniforme da temperatura**

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

### **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.

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

Desta forma, as expressões que permitem obter as tensões na fibra inferior e ou superior são dadas pelas expressões que se apresentam abaixo.

Para a verificação a meio vão apresenta-se em seguida, sendo  $v_i$  a distância entre o centro de gravidade e a extremidade inferior da secção.

$$\sigma_i = \frac{|M_{E, qp}|}{I_c} \times v_i - \frac{P \times e}{I_c} \times v_i - \frac{P}{Ac} + \frac{M_{PE, hip}}{I_c} \times v_i$$

Para a verificação na secção de apoio, é a apresentada em seguida, onde  $v_s$  é a distância entre o centro de gravidade e a extremidade superior da secção.

$$\sigma_s = \frac{|M_{E, qp}|}{I_c} \times v_s - \frac{P \times e}{I_c} \times v_s - \frac{P}{Ac} - \frac{M_{PE, hip}}{I_c} \times v_s$$

Onde:

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

$M_{E,freq}$  – Momento fletor obtido com a combinação frequente;

$I_c$  – Momento de inércia da secção transversal;

$v$  – Distância do centro de gravidade à fibra extrema;

$P$  – Força de pré-esforço;

$M_{PE,hip}$  – Momento fletor hiperestático devido ao pré-esforço.

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

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

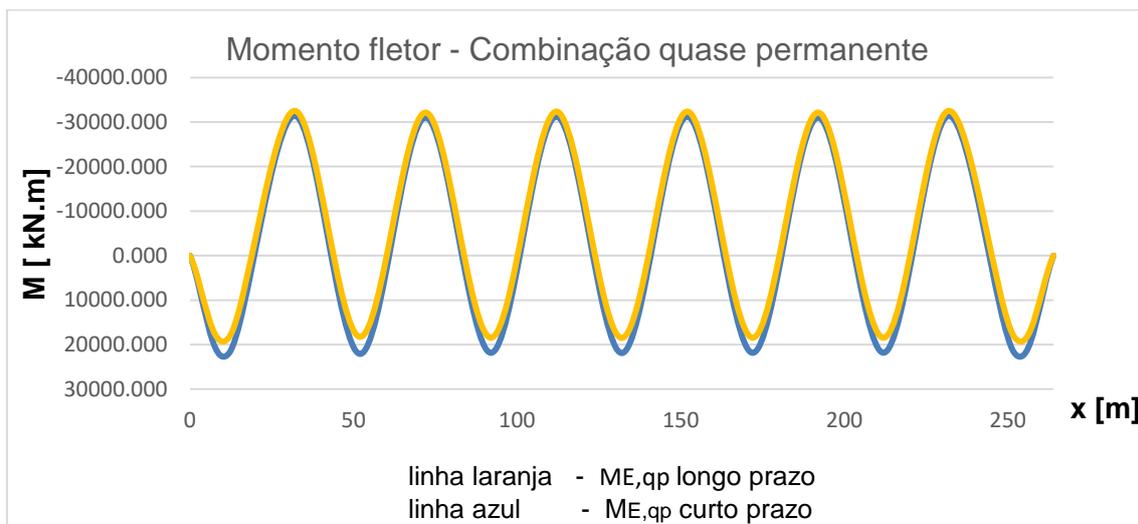


Figura 26 - Momentos fletores - combinação quase permanente

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

**Tabela 14 - Tensões nas fibras extremas a curto e longo prazo (descompressão)**

Posicao	ME,qp (0) [kN.m]	ME,qp(oo) [kN.m]	P0 [kN]	Poo [kN]	Ti (o) [MPa]	Ti (oo) [MPa]	Ts (o) [MPa]	Ts (oo) [MPa]
0	0.000	0.000	18876.27	16953.721	-	-	-2.460	-2.210
12	21877.6138	18304.3647	19923.61	15912.939	-4.746	-2.778	-	-
32	-31406.23	-32540.032	20622.71	18343.518	-	-	-0.285	0.419
52	22113.2791	18272.5123	19923.61	15912.939	-2.602	-0.293	-	-
72	-31034.046	-32151.895	20622.71	18343.518	-	-	-0.325	0.211
92	21875.3632	18478.746	19923.61	15912.939	-2.737	-0.563	-	-
112	-31247.312	-32369.399	20622.71	18343.518	-	-	-0.302	0.286
132	21918.2306	18534.6185	19923.61	15912.939	-2.723	-0.427	-	-
152	-31247.312	-32369.399	20622.71	18343.518	-	-	-0.313	0.272
172	21875.3632	18478.746	19923.61	15912.939	-2.753	-0.565	-	-
192	-31034.046	-32151.895	20622.71	18343.518	-	-	-0.333	0.210
212	21845.8505	18485.1796	19923.61	15912.939	-2.709	-0.229	-	-
232	-31406.23	-32540.032	20622.71	18343.518	-	-	-0.285	0.419
252	21877.6138	18304.3647	20903.27	16655.367	-5.321	-3.177	-	-
264	0.000	0.000	19073.56	17127.804	-	-	-2.486	-2.233

Como se pode observar na tabela anterior, a segurança em relação ao estado limite de descompressão encontra-se garantida, visto que, nas secções críticas, as tensões instaladas são sempre inferiores zero ou muito próximas de zero.

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

Seria ideal que, após perdas totais, toda a secção continuasse comprimida. Tal não acontece, pois surgem pequenas trações em algumas das secções críticas. Pode considerar-se garantida segurança em relação ao estado limite de descompressão a curto e longo prazo.

Se as tensões se apresentassem com valores positivos, na ordem de 1,0 a 3,0 MPa, isso significaria que o pré-esforço seria insuficiente.

### **Estado limite de largura de fendas**

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

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

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

$$M_{E, freq} = M_{PP} + M_{RCP} + \Psi_{1, SC} \times M_{SC} + \Psi_{2, VDT} \times M_{VDT}$$

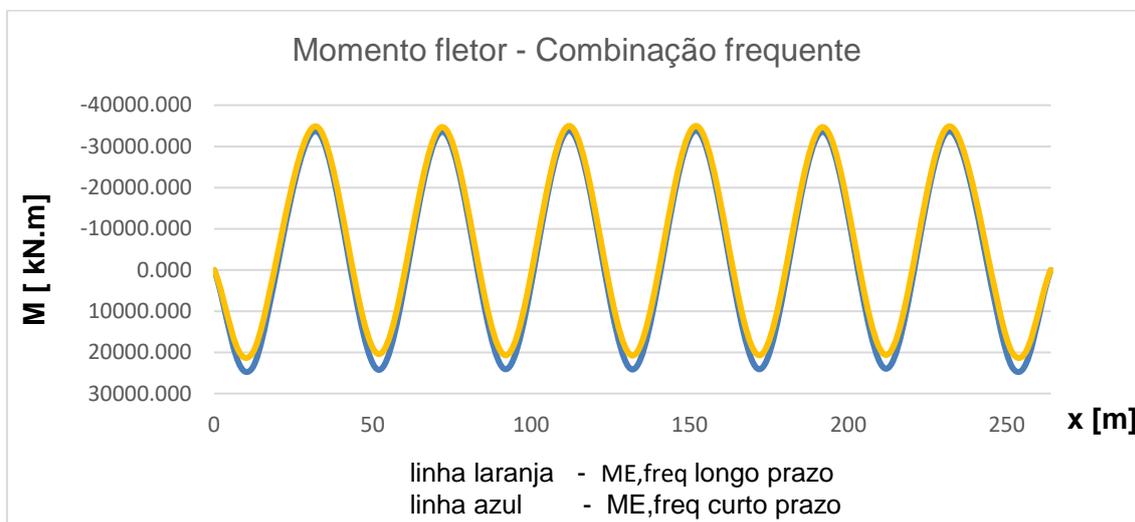


Figura 27 - Momento fletor - combinação frequente

Na tabela seguinte, apresentam-se os resultados obtidos para o cálculo correspondente ao curto e longo prazo.

Tabela 15 - Tensões nas fibras extremas a curto e longo prazo (largura de fendas)

Posicao	ME, freq (0) [kN.m]	ME, freq (oo) [kN.m]	P0 [kN]	Poo [kN]	Ti (o) [MPa]	Ti (oo) [MPa]	Ts (o) [MPa]	Ts (oo) [MPa]	fctm [MPa]
0	0.000	0.000	18876.27	16953.721	-	-	-2.460	-2.210	
12	23861.6242	20288.3751	19923.61	15912.939	-4.119	-2.150	-	-	
32	-33755.655	-34889.457	20622.71	18343.518	-	-	-0.152	0.552	
52	24259.1882	20418.4214	19923.61	15912.939	-1.923	0.386	-	-	
72	-33581.406	-34699.255	20622.71	18343.518	-	-	-0.181	0.355	
92	24114.4246	20717.8074	19923.61	15912.939	-2.029	0.145	-	-	
112	-33856.472	-34978.559	20622.71	18343.518	-	-	-0.154	0.434	
132	24177.1348	20793.5228	19923.61	15912.939	-2.009	0.287	-	-	
152	-33856.472	-34978.559	20622.71	18343.518	-	-	-0.166	0.419	
172	24114.4246	20717.8074	19923.61	15912.939	-2.045	0.143	-	-	
192	-33581.406	-34699.255	20622.71	18343.518			-0.190	0.353	
212	23991.7595	20631.0886	19923.61	15912.939	-2.031	0.449	-	-	
232	-33755.655	-34889.457	20622.71	18343.518	-	-	-0.152	0.552	
252	23861.6242	20288.3751	20903.27	16655.367	-4.693	-2.550	-	-	
264	0.000	0.000	19073.56	17127.804	-	-	-2.486	-2.233	

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

### Estado limite de deformação

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

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

$$\delta v_{\text{máx}} = [\delta v_{PP} + \delta v_{PE} + \delta v_{RCP}] \times [1 + \varphi(t, t_0)] + \Psi_{1,SC} \delta v_{SC} + \Psi_{2,VDT} \delta v_{VDT}$$

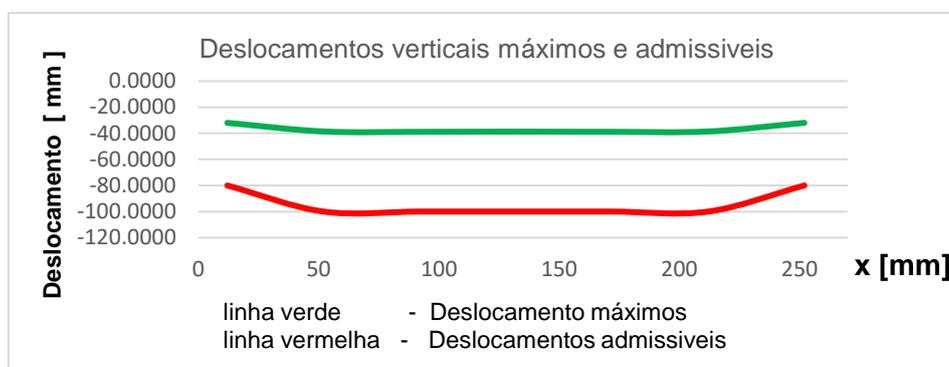


Figura 28 - Deslocamento verticais máximos e admissíveis

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

Tabela 16 - Deslocamentos verticais máximos e admissíveis

Deslocamentos verticais - Estado limite de deformação							
Posição [m]	$\delta v_{PP}$ [mm]	$\delta v_{PE}$ [mm]	$\delta v_{RCP}$ [mm]	$\delta v_{SC}$ [mm]	$\delta v_{VDT}$ [mm]	$\delta v_{\text{max}}$ [mm]	$\delta v_{\text{adm}}$ [mm]
12	-7,800	0,700	-1,600	-6,300	1,900	-31,9998	-80,000
52	-8,500	0,400	-1,800	-10,100	-1,200	-38,5946	-100,000
92	-8,700	0,500	-1,800	-10,800	-0,100	-38,8900	-100,000
132	-8,600	0,500	-1,800	-11,000	-0,500	-38,7446	-100,000
172	-8,700	0,500	-1,800	-10,800	-0,100	-38,8900	-100,000
212	-8,500	0,400	-1,800	-10,100	-1,200	-38,5946	-100,000
252	-7,800	0,700	-1,600	-6,300	1,900	-31,9998	-80,000

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

### 3.6.4. Estados limites últimos

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

#### Estado limite último de flexão

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

#### Momento fletor atuante

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

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

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

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

i) Para a secção de vão:

$$M_{Ed} = 1,35 \times 11963,876 + 1,20 \times 12799,729 + 1,5 \times 2584,491 + 1,5 \times 11294,521$$

$$M_{Ed} = 52329,425 \text{ kN.m}$$

ii) Para a secção de apoio:

$$M_{Ed} = 1,35 \times (-23041,057) + 1,00 \times 14775,824 + 1,5 \times (-5855,509) + 1,5 \times (-13045,798)$$

$$M_{Ed} = -44681,563 \text{ kN.m}$$

#### Momento fletor resistente

Na determinação das armaduras ordinárias de flexão optou-se por determinar através da expressão apresentada em seguida.

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

Onde:

$b_t$  – Largura da alma;

$d$  – Altura útil das armaduras ordinárias.

Assim sendo, as armaduras ordinárias de flexão são:

No vão:

- Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 0,60 \times 2,43 \times 10^{-4} = 24,26 \text{ cm}^2$$

- Armadura adotada:

$$A_s = 5\phi 25 \text{ (24,55 cm}^2\text{)}$$

No apoio:

- Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1,30 \times 2,43 \times 10^{-4} = 52,57 \text{ cm}^2$$

- Armadura adotada:

$$A_s = 11\phi 25 \text{ (54,00 cm}^2\text{)}$$

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

$$F_c = F_s + F_p$$

A força de compressão no betão é dada por:

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

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

No vão:

- Forças:

$$F_s = F_{syd} \times A_s = 435 \times 2 \times 24,55 \times 10^{-1} = 2135,85 \text{ kN}$$

$$F_p = F_{pyd} \times A_s = 1400 \times 162 \times 10^{-1} = 22680,00 \text{ kN}$$

- Posição linha neutra:

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

$$23300 \times 14,2 \times y = 2135,85 + 22680 \Leftrightarrow y = 0,075 \text{ m}$$

$$x = \frac{y}{0,8} = \frac{0,075}{0,8} = 0,094 \text{ m} \rightarrow L.N \text{ no banzo}$$

No apoio:

- Forças:

$$F_s = F_{syd} \times A_s = 435 \times 2 \times 54,00 \times 10^{-1} = 4698,00 \text{ kN}$$

$$F_p = F_{pyd} \times A_s = 1400 \times 162 \times 10^{-1} = 22680,00 \text{ kN}$$

- Posição linha neutra:

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

$$23300 \times 2,4 \times y = 4698 + 22680 \Leftrightarrow y = 0,490 \text{ m}$$

$$x = \frac{y}{0,8} = \frac{0,490}{0,8} = 0,610 \text{ m} \rightarrow L.N \text{ no alma}$$

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

No vão:

- Armaduras ordinárias:

$$\varepsilon_s = \frac{ds - x}{x} \times \varepsilon_c = \frac{2,43 - 0,094}{0,094} \times 3,5 = 86,98\% > 2,174\% \rightarrow \text{confirma-se a cedência}$$

- Armaduras de pré-esforço:

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{dp - x}{x} \times \varepsilon_c = \frac{2,20 - 0,094}{0,094} \times 3,5 = 78,41\%$$

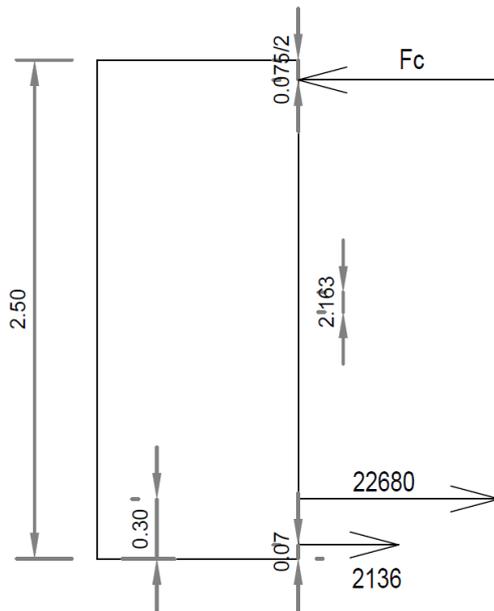
$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p00} + \Delta \varepsilon_p = 5 + 78,41 = 83,41\%$$

$$\varepsilon_p = 83,41\% > \varepsilon_{pyd} = 7,200\% \rightarrow \text{confirma-se a cedência}$$

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

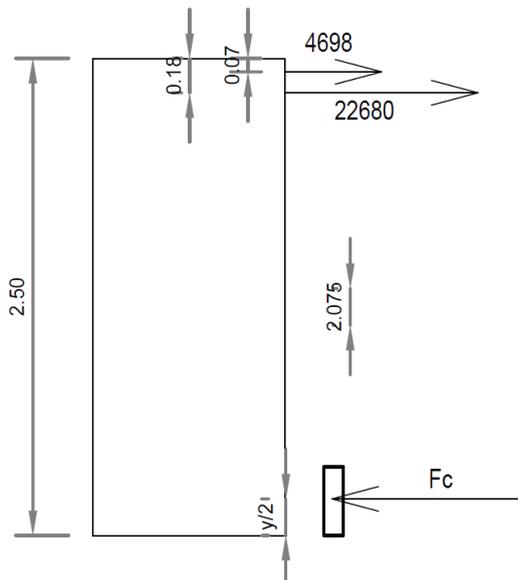
$$M_{rd} = F_s \times Z_s + F_p \times Z_p$$

- No vão:



$$Mrd = 22680 \times 2,163 + 2136 \times (0,23 + 2,163) = 54168 \text{ kN.m}$$

- No apoio:



$$Mrd = 22680 \times 2,075 + 4698 \times (0,11 + 2,075) = 57326 \text{ kN.m}$$

### Verificação da segurança

A segurança encontra-se garantida sempre que os esforços resistentes sejam superiores aos esforços atuantes, como se observa abaixo:

- No vão:

$$M_{rd} = 54168 \text{ kN.m} > M_{ed} = 52329,425 \text{ kN.m}$$

- No apoio:

$$M_{rd} = 57326,00 \text{ kN.m} > M_{ed} = |-44681,563| \text{ kN.m}$$

### **Estado limite último de esforço transversal**

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 P5, que no caso é igual à situada imediatamente direita do mesmo pilar.

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

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

### **Esforço transversal atuante**

O cálculo de  $V_{ed}$  é feito pela expressão abaixo.

$$V_{ed} = \gamma_G \times V_{PP} + \gamma_P \times V_{PEP} + \gamma_G \times V_{RCP} + \gamma_Q \times V_{SC}$$

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

$$V_{ed} = 1,35 \times 3897,98 + 1,0 \times (-795,58) + 1,5 \times 802,022 + 1,5 \times (-1551,760) = 8475,93 \text{ kN}$$

### **Esforço transversal resistente**

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

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

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

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

Onde:

$b_w$  – Espessura das almas;

$\phi b$  – Diâmetro da bainha.

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

- Armadura mínima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,08\sqrt{35}}{500} \times 2,40 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 22,72 \text{ cm}^2 / m$$

- Armadura calculada para as ações atuantes:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{ed}}{z \times f_{syd} \times \cot \theta} = \frac{8475,93}{2,190 \times 43,5 \times \cot(30)} = 51,37 \text{ cm}^2 / m$$

$$z = 0,9 \times d_s = 0,9 \times 2,43 = 2,190 \text{ m}$$

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

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

- Armadura requerida:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{51,37}{4} = 12,84 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo}$$

- Armadura adotada:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \phi 16 // 0,15 \quad (13,40 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo})$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 13,40 \times 4 = 53,60 \text{ cm}^2 / m \text{ (vão)}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 13,40 \times 8 = 107,20 \text{ cm}^2 / m \text{ (apoio)}$$

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

- Esforço transversal resistente dos estribos:

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

$$V_{rd,s} = 43,5 \times 53,60 \times 2,190 \times [(\cot 30 + \cot 90) \times \sin 90] = 8844,20 \text{ kN}$$

- Esforço transversal resistente das bielas de betão:

$$V_{rd,max} = \frac{\alpha c \times v \times f_{cd} \times b_{w,nom} \times z}{\cot \theta + \tan \theta}$$

$$V_{rd,max} = \frac{1 \times 0,516 \times 35 \times 10^3 \times 2,4 \times 2,190}{\cot(30) + \tan(30)} = 41103,02 \text{ kN}$$

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

O esforço transversal resistente a considerar é o menor entre  $V_{rd,s}$  e  $V_{rd,max}$ , ou seja,  $V_{rd} = 8844,20 \text{ kN}$ .

### Verificação da segurança

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

$$V_{rd} = 8844,20 \text{ kN} > V_{ed} = 8475,93 \text{ kN}$$

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

## 3.7 Verificação da segurança no modelo transversal

Para o dimensionamento transversal foi feita a modelação de um tramo tipo em SAP2000 com recurso a elementos finitos. Para o efeito foram estudadas individualmente a consola exterior e a laje intermédia.

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

Apenas se considera a sobrecarga concentrada no passeio, por ser mais desfavorável em relação à sobrecarga uniforme.

### 3.7.1 Consola

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

## Estado limite último de flexão

### Momento fletor atuante

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

$$Med = \gamma_G \times PP + \gamma_G \times RCP + \gamma_Q \times SC_{VT} + \gamma_Q \times \psi_0 \times Q$$

$$Med = 1,35PP + 1,5RCP + 1,5SC + 1,5 \times 0,6 \times Q$$

$$Med_{(-)} = 221,60 \text{ kN.m / m}$$

Na figura 29, podemos visualizar a distribuição de momentos retirada do modelo tridimensional do software de cálculo SAP2000 e na figura 30 observar a posição do veículo tipo para o contributo desse momento.

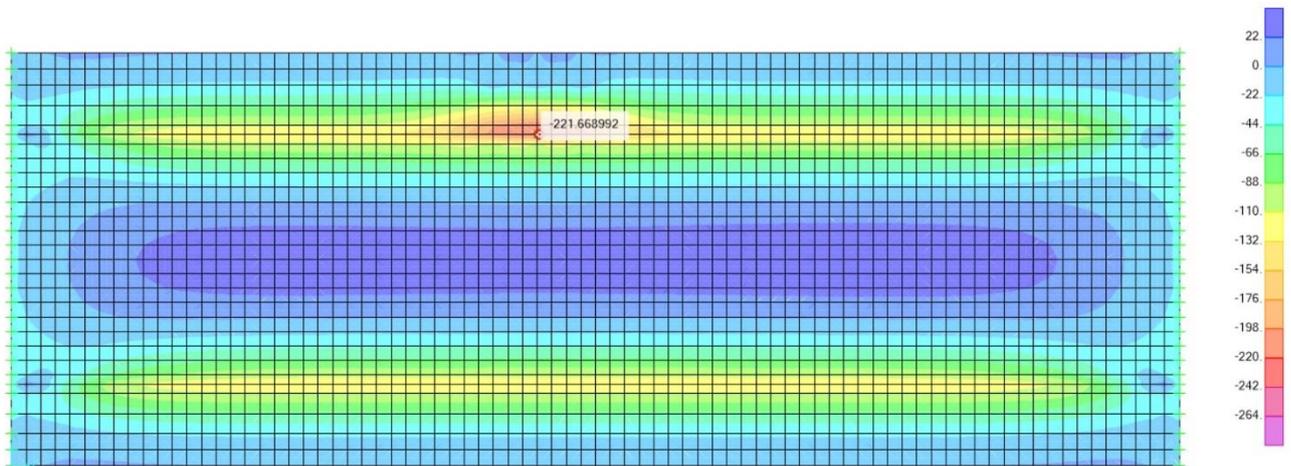


Figura 29 - Momentos fletores na consola

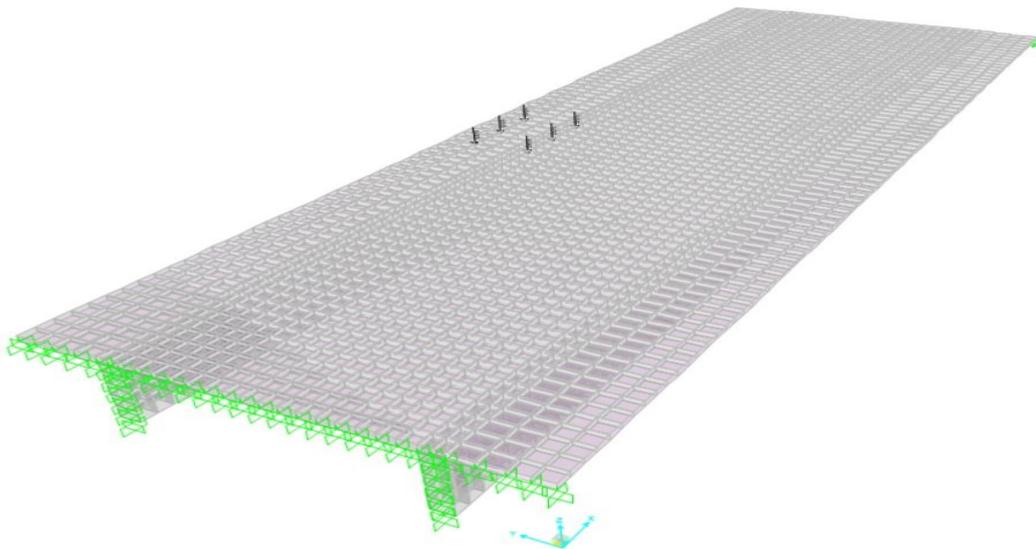


Figura 30 - Posição das cargas do veículo tipo na consola

### Momento fletor resistente

Armadura mínima para a secção é a seguinte:

$$A_{s,\min} = 0,26 \times d \times b \times \left( \frac{F_{ctm}}{F_{syk}} \right) = A_{s,\min} = 0,26 \times 0,30 \times 1,0 \times \left( \frac{3,2}{500} \right) \times 10^4 = 4,99 \text{ cm}^2 / m$$

As armaduras para resistir ao carregamento são obtidas da seguinte forma:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{221,60}{1,0 \times 0,3^2 \times 23300} = 0,106$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,106} = 0,112$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left( \frac{F_{cd}}{F_{syd}} \right) = 0,112 \times 1,0 \times 0,30 \times \left( \frac{23,3}{435} \right) \times 10^4 = 18,00 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se a seguinte armadura:  $A_s = \emptyset 16 / / 0,10$  (20,10 cm<sup>2</sup> / m).

### **Estado limite último de esforço transversal**

#### Esforço transversal atuante

Segundo a combinação fundamental de ações, o esforço transversal de dimensionamento na secção de encastramento da consola, dá-se pela seguinte expressão:

$$V_{ed} = \gamma_G \times V_{PP} + \gamma_G \times V_{RCP} + \gamma_Q \times V_{SC, vr} + \gamma_Q \times \psi_0 \times V_Q$$

$$V_{ed} = 1,35 \times 20,12 + 1,5 \times 12,84 + 1,5 \times 59,69 + 1,5 \times 0,6 \times 3,26 = 138,89 \text{ kN} / m$$

#### **Verificação da dispensa de armadura transversal**

De acordo com o EC2, a armadura transversal pode ser dispensada de acordo com a cláusula 6.2.2 (1).

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

$$V_{rd,\min} = 0,035 \times \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} \right)^{3/2} \times \sqrt{35} \times 1,0 \times 250 = 134,98 \text{ kN} / m$$

Dado que  $V_{rd,\min} = 134,98 \text{ kN} / m < V_{ed} = 138,89 \text{ kN} / m$ , deve ser calculado o  $V_{rd,c}$ .

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

$$V_{rd,c} = 0,12 \times \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} \right) \times \left( 100 \times \frac{20,11}{100 \times 25} \times 35 \right)^{1/3} \times 1,0 \times 250 = 172,89 \text{ kN / m}$$

Como  $V_{rd,c} = 172,89 \text{ kN / m} > V_{ed} = 138,89 \text{ kN / m}$  está dispensada a armadura transversal.

### 3.7.2 Laje intermédia

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

O caso mais desfavorável para o momento fletor é o ponto intermédio da laje e a para o esforço transversal a extremidade junto às almas.

Relativamente ao veículo tipo, apenas se consideram as que são provenientes do veículo tipo com os rodados no eixo da via.

Dado que as sobrecargas nos passeios provocariam efeitos favoráveis, não foram consideradas.

Na figura 31, podemos visualizar a distribuição de momentos retirado do modelo tridimensional do software de cálculo SAP2000 e na figura 32 observar a posição do veículo tipo para o contributo desse momento.

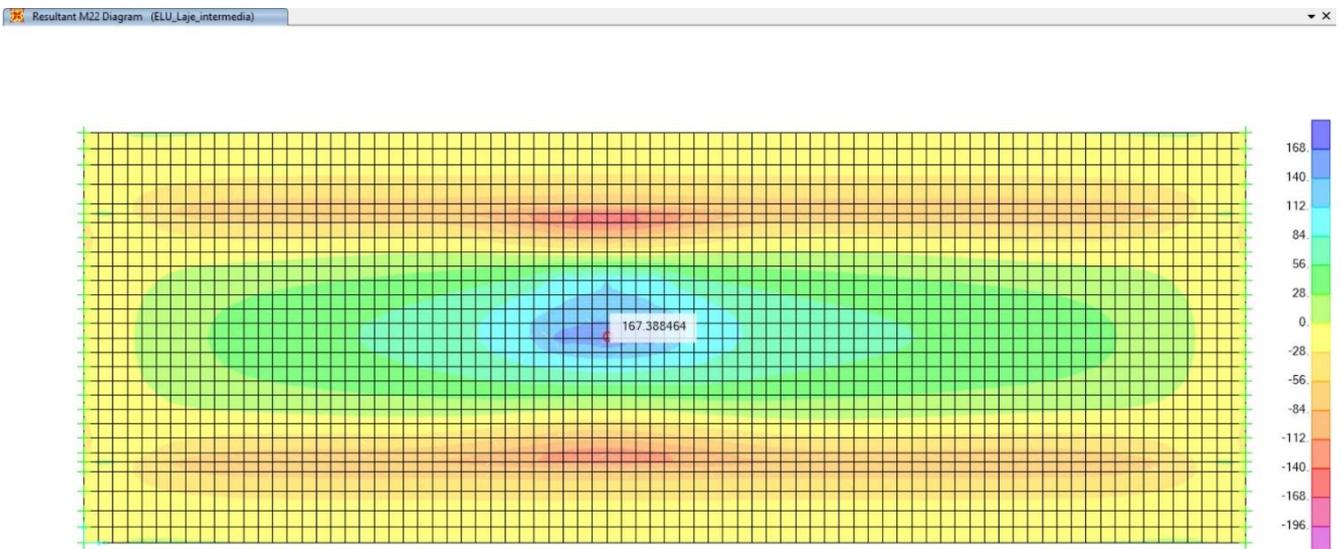


Figura 31 - Momentos fletores a maio vão

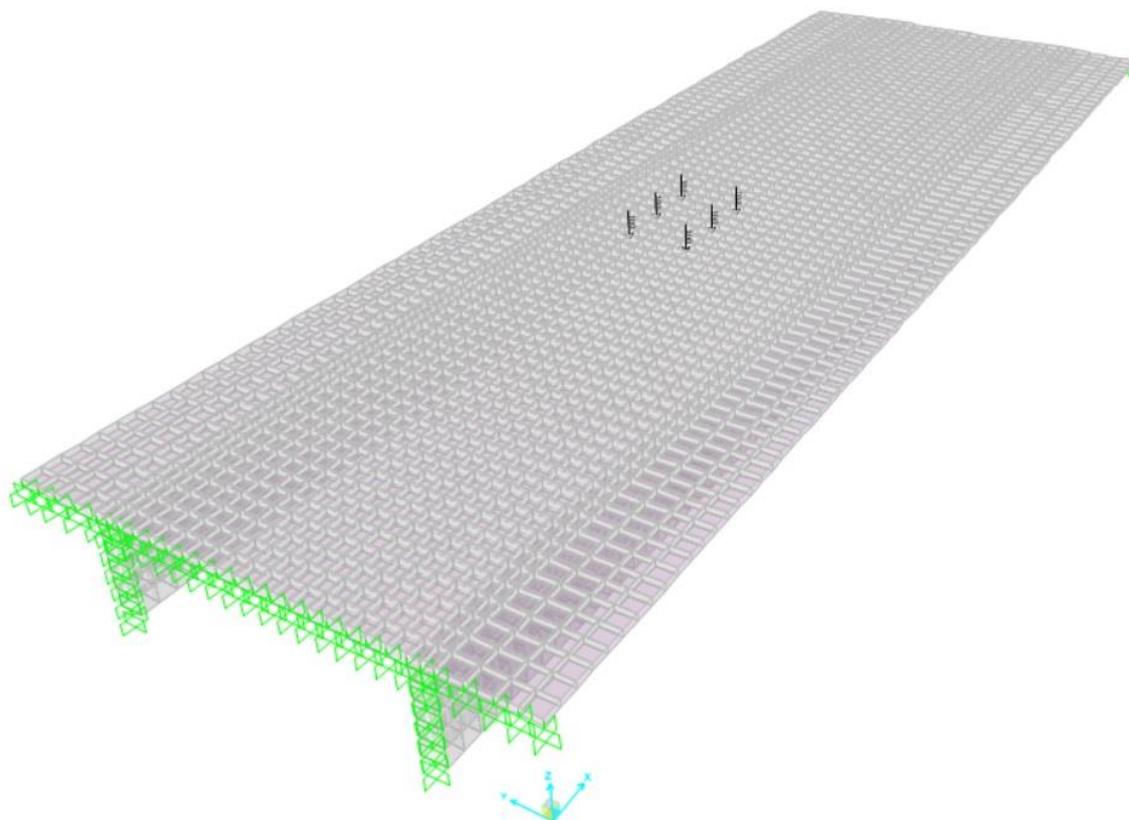


Figura 32 - Posição das cargas do veículo tipo na laje intermédia

## Estado limite último de flexão

### Momento fletor atuante

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

$$M_{ed} = \gamma_G \times M_{PP} + \gamma_G \times M_{RCP} + \gamma_Q \times M_{,VT}$$

$$M_{ed} = 1,35 \times M_{PP} + 1,0 \times M_{RCP} + 1,5 \times M_{,VT}$$

$$M_{ed} = 167,38 \text{ kN.m / m}$$

### Momento fletor resistente

Armadura mínima para a secção é a seguinte:

$$A_{s, \min} = 0,26 \times d \times b \times \left( \frac{F_{ctm}}{F_{syk}} \right) = A_{s, \min} = 0,26 \times 0,25 \times 1,0 \times \left( \frac{3,2}{500} \right) \times 10^4 = 4,16 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

As armaduras para resistir ao carregamento são obtidas da seguinte forma:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{167,38}{1,0 \times 0,25^2 \times 23300} = 0,115$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,115} = 0,123$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \left( \frac{F_{cd}}{F_{syd}} \right) = 0,123 \times 1,0 \times 0,25 \times \left( \frac{23,3}{435} \right) \times 10^4 = 16,47 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se a seguinte armadura:  $A_s = \varnothing 16 / / 0,10$  (20,10 cm<sup>2</sup> / m)

## Estado limite último de esforço transversal

### Esforço transversal atuante

Segundo a combinação fundamental de ações, o esforço transversal de dimensionamento na secção junto às almas, dá-se pela seguinte expressão:

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

$$V_{ed} = 1,35 \times 31,10 + 1,5 \times 7,95 + 1,5 \times 68,25 = 156,29 \text{ kN / m}$$

### **Verificação da dispensa de armadura transversal**

De acordo com o EC2, a armadura transversal pode ser dispensada de acordo com a cláusula 6.2.2 (1).

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

$$Vrd, \min = 0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{300}}\right)^{3/2} \times \sqrt{35} \times 1,0 \times 300 = 152,08 \text{ kN} / \text{m}$$

Dado que  $Vrd, \min = 152,08 \text{ kN} / \text{m} < Ved = 156,29 \text{ kN} / \text{m}$ , deve ser calculado o  $Vrd, c$ .

$$Vrd, c = 0,12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \times \left(100 \times \frac{Asl}{b_w \times d} \times Fck\right)^{1/3} \times b_w \times d$$

$$Vrd, c = 0,12 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{300}}\right) \times \left(100 \times \frac{20,11}{100 \times 30} \times 35\right)^{1/3} \times 1,0 \times 300 = 187,21 \text{ kN} / \text{m}$$

Como  $Vrd, c = 187,21 \text{ kN} / \text{m} > Ved = 156,29 \text{ kN} / \text{m}$  está dispensada a armadura transversal.

### 3.7.3 Carlinga

O tabuleiro é dotado de uma Carlinga (viga de transversal) com 1,00m de altura e 0,50m de largura sobre cada alinhamento de apoio, tanto nos pilares como nos encontros. Devido ao espessamento das almas nestas zonas, esta tem a função de absorver os esforços que surgem no interior da secção em  $\pi$ . Como os esforços são pequenos, apenas se dota o elemento com armaduras mínimas.

#### Armadura longitudinal

$$As, \min = 0,26 \times \left(\frac{Fctm}{Fsyk}\right) \times d \times b = As, \min$$

$$As, \min = 0,26 \times \left(\frac{3,2}{500}\right) \times 0,5 \times 1,0 \times 10^4 = 8,32 \text{ cm}^2$$

Adotou-se a seguinte armadura:  $As = 4\varnothing 20 (12,57 \text{ cm}^2 / \text{m})$ .

#### Armadura Transversal

$$\left(\frac{Asw}{S}\right)_{\min} = \frac{0,08\sqrt{Fck}}{Fsyk} \times b_w \times \text{sen}\alpha$$

$$\left(\frac{Asw}{S}\right)_{\min} = \frac{0,08\sqrt{35}}{500} \times 0,5 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 4,73 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\left(\frac{Asw}{S}\right)_{\min / \text{ramo}} = \frac{4,73}{2} = 2,37 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$$

Adotou-se a seguinte armadura:

$$\left(\frac{Asw}{S}\right)_{\text{ramo}} = \varnothing 12 / 0,20 (5,65 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

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

### **3.8 Pilares e respectivas fundações**

Cada alinhamento de pilares é composto por duas colunas com 2,40 metros de diâmetro.

O alinhamento P1, P5 e P6 são rotulados junto ao tabuleiro e os alinhamentos P2 a P4 estão monoliticamente ligados ao tabuleiro.

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

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

#### **3.8.1 Esforços atuantes**

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

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

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

#### **Efeitos de segunda ordem**

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

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

#### **Direção longitudinal ou direção X**

Apresenta-se em seguida a descrição do cálculo relativo aos efeitos de segunda ordem. Os valores relativos aos esforços de primeira ordem foram obtidos tomando a ação sísmica com ação variável base. Os cálculos apresentados dizem respeito ao pilar P5.

##### **a) Imperfeições geométricas**

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

Em que:

$\theta_x$  = Inclinação da direção X;

$l_{0,x}$  = Comprimento efetivo ou de encurvadura na direção X.

A expressão da excentricidade é dada por:

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

Por forma a resolver a expressão anterior, executam-se os seguintes passos:

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

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{I}} ; \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \text{ ou seja, } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{22}} = 0,047 < \frac{2}{3} \Leftrightarrow \alpha_h = \frac{2}{3} ;$$

$$\alpha_m = 0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right) = 0,5 \times \left(1 + \frac{1}{1}\right) = 1,00 ;$$

$$\theta_x = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{1}{200} \times \frac{2}{3} \times 1,00 = 0,003 .$$

Em que  $I$  é a altura do pilar e  $m$  é o número de elementos verticais que contribuem para o efeito local total, no caso,  $m=1$ .

O comprimento efetivo ou de encurvadura é dado por:

$$l_0 = 2L = 44,00 \text{ m} .$$

Por fim tem-se a excentricidade:

$$e_{i,x} = \theta_x \times \frac{l_{0,x}}{2} = 0,003 \times \frac{44}{2} = 0,066 \text{ m}$$

## b) Momento 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:

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

Cálculos para resolver a expressão anterior:

$$M_{0Ed,yy} = M_{0K,y,CP} + \gamma_Q \times M_{0K,y,E} = 65,33 + 1,5 \times 13617,426 = 20491,472 \text{ kN.m} ;$$

$$N_{Ed} = N_{K,CP} + \gamma_Q \times N_{K,E} = -4537,128 + 1,0 \times (-1935,780) = -6472,908 \text{ kN} ;$$

$$M_{0Ed, i, y} = M_{0Ed, yy} + N_{Ed} \times e_{i, x} = 20491,472 + |-6472,908| \times 0,066 = 20918,684 \text{ kN.m.}$$

Calculou-se também o momento fletor de primeira ordem afetado das imperfeições geométricas na combinação de ações quase permanente segundo o eixo dos yy, respeitando a expressão:

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

Cálculos para resolver a expressão anterior:

$$M_{0Eqp, yy} = M_{0K, y, CP} + \gamma_{2, E} \times M_{0K, y, E} = 65,33 + 0,0 \times |-13617,426| = 65,33 \text{ kN.m};$$

$$N_{Eqp} = N_{K, CP} + \gamma_{2, E} \times N_{K, E} = -4537,280 + 0,0 \times (-1935,780) = -4537,280 \text{ kN};$$

$$M_{0Eqp, i, y} = M_{0Eqp, yy} + N_{Eqp} \times e_{i, x} = 65,33 + |-4537,280| \times 0,066 = 364,790 \text{ kN.m.}$$

### 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:

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

Em que:

$\lambda_x$  - Coeficiente da esbelteza do pilar na direção X;

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

O coeficiente da esbelteza do pilar na direção X é caracterizado pela expressão:

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

Cálculos para resolver a expressão anterior:

$l_0 = 2L = 44,00 \text{ m}$  , calculado anteriormente;

$$A_c = \frac{\pi \times (\phi_{\text{pilar}})^2}{4} = \frac{\pi \times (2,4)^2}{4} = 4,52 \text{ m}^2, \text{ em que } \phi_{\text{pilar}} \text{ é o diâmetro do pilar.}$$

$$I_{c, y} = \frac{\pi \times (\phi_{\text{pilar}})^4}{64} = \frac{\pi \times (2,4)^4}{64} = 1,63 \text{ m}^4 ;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{c, y}}{A_c}} = \sqrt{\frac{1,63}{4,52}} = 0,60 \text{ m};$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0, x}}{i_y} = \frac{44}{0,60} = 73,33$$

A esbelteza limite do pilar na direção X é representada pela expressão:

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

Cálculos para resolver a expressão anterior:

$$\varphi_{ef, x} = \varphi(\infty, t_0) \times \frac{M_{0, Eqp, i, y}}{M_{0, Ed, i, y}} = 2,454 \times \frac{364,790}{20918,684} = 0,043;$$

Nota:  $\varphi(\infty, t_0)$  foi calculado no ponto 3.5.3.

$$A_x = \frac{1}{1 + 0,2 \times \varphi_{ef, x}} = \frac{1}{1 + 0,2 \times 0,043} = 0,991;$$

$$A_{s, x} = 0,015 \times A_c = 0,015 \times 4,52 = 0,068 \text{ m}^2 ;$$

$$\omega = \frac{A_{s, x} \times f_{syd}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{0,068 \times 435}{4,52 \times 23,3} = 0,280 ;$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0,280} = 1,249 ;$$

$C_x = 1,7 - r_{m, y} = 1,7 - 1 = 0,7$  , em que  $r_{m, y}$  é a razão de momentos de primeira ordem na extremidade.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{|-6472,08|}{4,52 \times 23300} = 0,061 ;$$

$$\lambda_{lim, x} = \frac{20 \times A_x \times B \times C_x}{\sqrt{\eta_N}} = \frac{20 \times 0,989 \times 1,249 \times 0,7}{\sqrt{0,061}} = 70,020 .$$

Para o pilar P5 bem como para todos os outros, não se verifica a dispensa dos momentos de segunda ordem.

#### d) Momento de cálculo total

O momento de cálculo total, incluindo o momento de segunda ordem, é expresso pela fórmula:

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

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;

$N_{b,x}$  - 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:

$$N_{b,x} = \frac{\pi^2 \times E I_y}{(l_{0,x})^2}$$

Por forma a estimar o valor da rigidez nominal segundo o eixo dos yy, determina-se a seguinte expressão:

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

A expressão anterior é simplificada pois, como  $\rho_s = 0,015 > 0,01$  resulta que  $K_{s,x} = 0$  e

$K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times \varphi_{ef,s}}$ , logo origina na expressão:

$$E I_y = K_{c,x} \times E_{cd} \times I_{c,y}$$

Cálculos para a resolução da expressão:

$$K_{c,x} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times \varphi_{ef,x}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \times 0,043} = 0,294 ;$$

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

$$E I_y = K_{c,x} \times E_{cd} \times I_{c,y} = 0,294 \times 28,33 \times 1,63 = 13546092,819 \text{ kN.m}^2 .$$

Substituindo na expressão:

$$N_{b,x} = \frac{\pi^2 \times E I_y}{(l_{0,x})^2} = \frac{\pi^2 \times 13546092,819}{(44)^2} = 68987,116 \text{ kN}$$

Por fim, o valor do momento total de cálculo é dado por:

$$M_{Ed,y} = M_{0Ed,i,y} \times \left[ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_{B,x}}{N_{Ed}} - 1} \right] = 20918,684 \times \left[ 1 + \frac{1,0}{\frac{68987,116}{|-6472,908|} - 1} \right] = 23084,667 \text{ kN.m}$$

### 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 P5 de:

$$M_{Ed, x} = 13953,726 \text{ kN.m}.$$

Os cálculos detalhados deste e dos outros pilares encontram-se na listagem de anexos.

### 3.8.2 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.

#### 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 P5.

Primeiramente, seguindo o RSA, que indica que o sismo atua separadamente nas duas direções, 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.

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

Resolvendo a expressão acima:

$$\sqrt{M_{Ed, y}^2 + (N_{Ed} \times e_{i, x})^2} = \sqrt{23084,667^2 + (|-6472,908| \times 0,066)^2} = 23144,480 \text{ kN.m};$$

$$\sqrt{M_{Ed, x}^2 + (N_{Ed} \times e_{i, y})^2} = \sqrt{13953,726^2 + (|-6472,908| \times 0,066)^2} = 14052,460 \text{ kN.m};$$

$$M_{Ed} = 23144,480 \text{ kN.m}$$

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 ( $f_{syd}$ ).

Input das características dos materiais:

$$\text{Betão} - f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$$

$$\text{Aço} - f_{syd} = 435 \text{ MPa}$$

De seguida, introduz-se as características geométricas da secção, nomeadamente o diâmetro exterior da secção do pilar, o recobrimento adotado e a área de armadura a utilizar.

Input das características geométricas da secção do pilar:

Diâmetro – 2,4 m

Armadura – 503,10 cm<sup>2</sup>

Recobrimento ao eixo – 0,06 cm

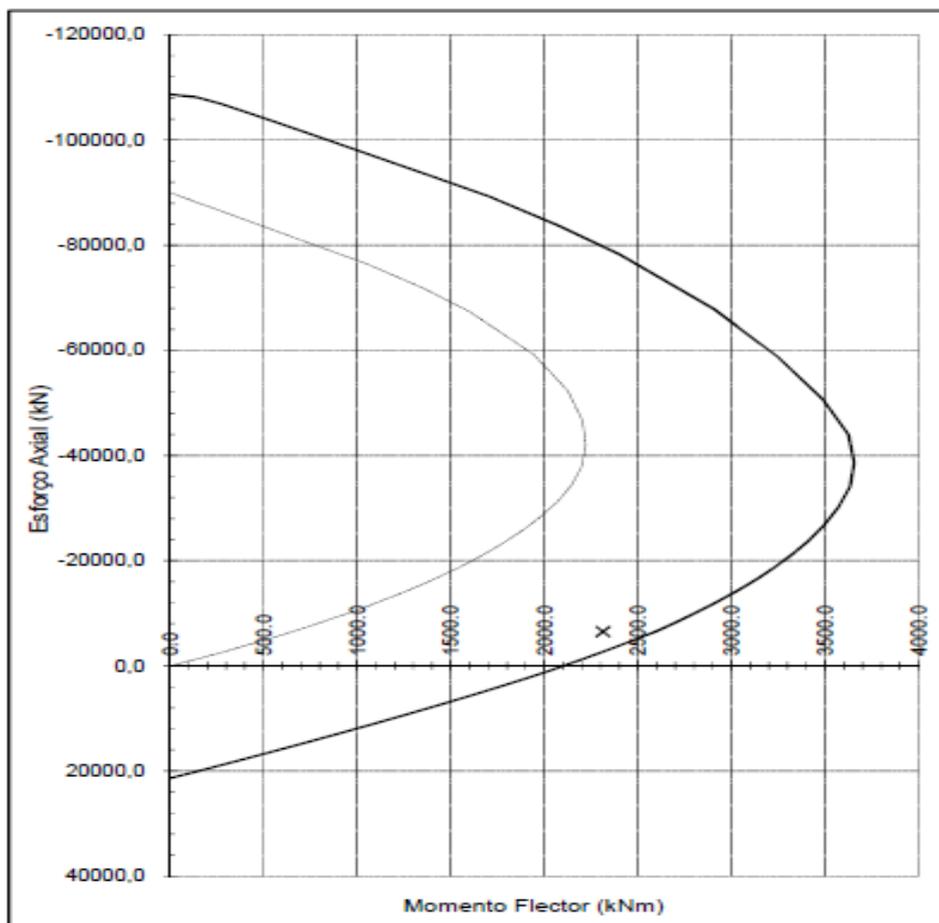
Por fim, basta inserir os valores de esforço axial atuante e momento fletor atuante, para cada pilar, verificando se a armadura adotada satisfaz. Para o pilar P5 são:

Input do esforço normal atuante e momento fletor atuante:

N – -6472,908 kN

M – 23144,480 kN.m

Correndo o programa, obteve-se o seguinte gráfico de interação  $N_{Rd}$  ;  $M_{Rd}$  (ver figura abaixo), em que o ponto dos esforços atuantes mencionados no input dos esforço normal e momento fletor encontra-se compreendido entre as duas curvas, satisfazendo assim a verificação.



Para a verificação anteriormente efetuada foi considerada uma área de aço  $A_s = 503,10 \text{ cm}^2$  á qual corresponde uma armadura composta por  $45\text{Ø}32+45\text{Ø}20$ .

A mesma armadura foi considerada para os restantes pilares, visto apresentarem menores esforços.

Os esforços relativos ao dimensionamento dos pilares encontram-se no Anexo D.

### **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 P4.

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

#### **a) Esforço transverso atuante**

O esforço transverso atuante é calculado através da expressão:

$$V_{Ed} = V_{CP} + \gamma_Q \times V_E$$

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.

$$V_{Ed, x} = V_{CP, x} + \gamma_Q \times V_{E, x} = 0,251 + 1,0 \times 750,740 = 750,993 \text{ kN}$$

$$V_{Ed, y} = V_{CP, y} + \gamma_Q \times V_{E, y} = 0,0 + 1,0 \times |-647,455| = 647,455 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \max \{ V_{Ed, x}, V_{Ed, y} \} = 750,993 \text{ kN}$$

#### **b) Esforço transverso resistente**

Para o cálculo do esforço transverso resistente, segundo a metodologia do EC2, por forma a simplificar foi considerada a secção do pilar circular, transformou-se numa quadrada com a dimensão de  $b_{\text{pilar}} = 1,70 \text{ m}$ .

A armadura mínima para esta secção é dada por:

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

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{35}}{500} \times 1,70 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 16,09 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

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

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{VEd}{z \times f_{syk} \times \cot \theta} = \frac{750,993}{1,485 \times 43,5 \times \cot(30)} = 6,71 \text{ cm}^2 / m$$

$$Z = 0,9 \times ds = 0,9 \times 1,65 = 1,485 \text{ m}$$

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

i) Armadura requerida:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) / \text{ramo} = \frac{16,09}{2} = 8,05 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo}$$

ii) Armadura adotada:

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

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

É necessário verificar-se que não haverá cedência nem por parte dos estribos nem pelas bielas de betão. Em seguida, calcula-se o esforço transversal resistente associado aos estribos e às bielas de betão:

i) Esforço transversal resistentes dos estribos:

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

$$V_{Rd,s} = 435 \times (18,10) \times 1,485 \times [(\cot 30 + \cot 90) \times \text{sen} 90]$$

$$V_{Rd,s} = 1363,73 \text{ kN} / m$$

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

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \times v \times f_{cd} \times b_w \times Z}{\cot \theta + \tan \theta}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 0,516 \times 23,333 \times 1,70 \times 1,485}{\cot 30 + \tan 30} = 13145,565 \text{ kN}$$

O esforço transversal resistente a considerar é o menor de entre  $V_{Rd,s}$  e  $V_{Rd,max}$ , ou seja,  $V_{rd} = 1363,73 \text{ kN/m}$ .

### Verificação da segurança

Para que a segurança seja verificada, o esforço resistente tem de ser superior ao esforço atuante.

$V_{Ed} = 750,993 \text{ kN} / \text{m} < V_{Rd} = 1363,73 \text{ kN} / \text{m}$ , verifica-se a segurança ao estado limite último de esforço transversal.

### 3.8.3. Verificação da segurança das fundações dos pilares

#### Pilares com fundações diretas

São quatro os alinhamentos de pilares fundados diretamente, sendo os mesmos os pilares P1, P4, P5 e P6, aos quais correspondem as sapatas S1, S4, S5 e S6. As sapatas, idênticas entre si, têm 3,0 metros de altura, 7,0 de largura (direção longitudinal ao tabuleiro) e 13,0 de comprimento (direção transversal ao tabuleiro). As armaduras, em aço da classe A500 NR, têm um recobrimento de 0,07 metros. O betão para as sapatas é da classe C30/37.

#### Verificação geotécnica

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 1 e 2.

As abordagens de cálculo foram já descritas no capítulo 2.3.

Os cálculos a apresentar são relativos à sapata S5, pois apresenta os maiores esforços.

O terreno tem  $19 \text{ kN} / \text{m}^3$  de peso específico e  $30^\circ$  de ângulo de atrito interno.

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

$$N_{Ed, b} = 2 \times N_{Ed, pilar} + PP_{Ed, sapata}$$

$$N_{Ed, b} = 2 \times |-6472,908| + 6825 = 19770,820 \text{ kN}$$

O momento fletor de cálculo, na base da sapata, segundo o eixo y, calcula-se abaixo:

$$M_{Ed, b, y} = 2 \times M_{Ed, y} + 2 \times V_{Ed, x} \times h$$

$$M_{Ed, b, y} = 2 \times 23084,668 + 2 \times 622,293 \times 3,0 = 49903,090 \text{ kN} / \text{m}$$

O momento fletor de cálculo, na base da sapata, segundo o eixo x, calcula-se abaixo:

$$M_{Ed, b, x} = 2 \times M_{Ed, x} + 2 \times V_{Ed, y} \times h$$

$$M_{Ed, b, x} = 2 \times 13953,726 + 2 \times 360,445 \times 3,0 = 30070,120 \text{ kN}$$

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

$$e_{x, x} = e_{xB} = \frac{M_{Ed, b, y}}{N_{Ed, b}} = \frac{49903,090}{19770,820} = 2,52 \text{ m}$$

$$ex_{b,y} = ex_L = \frac{M_{Ed,b,x}}{N_{Ed,b}} = \frac{30070,120}{19770,820} = 1,520 \text{ m}$$

### a) Tensão atuante sobre o solo

A tensão máxima ocorre segundo a direção X. A excentricidade segundo esta  $ex_{b,x} = 2,52 \text{ m} > \frac{B}{6} = \frac{7}{6} = 1,167$ , pelo que se aplica a seguinte expressão:

$$\sigma_{\max,x} = \frac{N_{Ed,b}}{(B - 2 \times ex_B) \times L'} = \frac{19770,820}{(7 - 2 \times 2,52) \times 13} = 775,930 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{\max,y} = \frac{N_{Ed,b}}{B' \times (L - 2 \times ex_L)} = \frac{19770,820}{7 \times (13 - 2 \times 1,520)} = 283,570 \text{ kN / m}^2$$

### b) Capacidade resistente do solo

Os valores parâmetros do solo são os seguintes:

$$\phi'_{d} = \arctan\left(\frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(30)}{1,10}\right) = 27,693^\circ$$

$$\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_f} = \frac{19,0}{1,0} = 19,0 \text{ kN / m}^3$$

O valor de cálculo da capacidade resistente ( $q_{rd}$ ) é determinada segundo as indicações do EC7.

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d,solo} \times B' \times N_{\gamma,d} \times s_{\gamma} \times i_{\gamma} + q_0 \times N_{q,d} \times S_q \times i_q$$

Passos para o cálculo da expressão anterior:

- Fatores de capacidade resistente:

$$N_{q,d} = e^{\pi \tan(\phi'_d)} \times \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_d}{2}\right) = e^{\pi \tan(27,693)} \times \tan^2\left(45 + \frac{27,693}{2}\right) = 14,233$$

$$N_{\gamma,d} = 2 \times (N_{q,d} - 1) \times \tan(\phi'_d) = 2 \times (14,233 - 1) \times \tan(27,693) = 13,891$$

- Área efetiva:

Direção X ( Figura 33)

$$B' = B - 2 \times ex_B = 7 - 2 \times 2,52 = 1,96 \text{ m}$$

$$L' = L = 13,000 \text{ m}$$

Direção Y ( Figura 33)

$$B' = B = 7,000 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \times ex_L = 13 - 2 \times 1,167 = 10,666 \text{ m}$$

Figura 34 - Área efetiva da sapata S5 na direção X

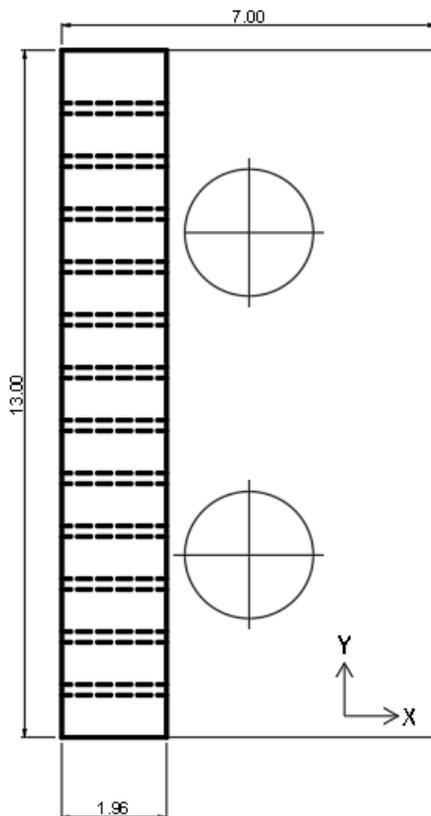
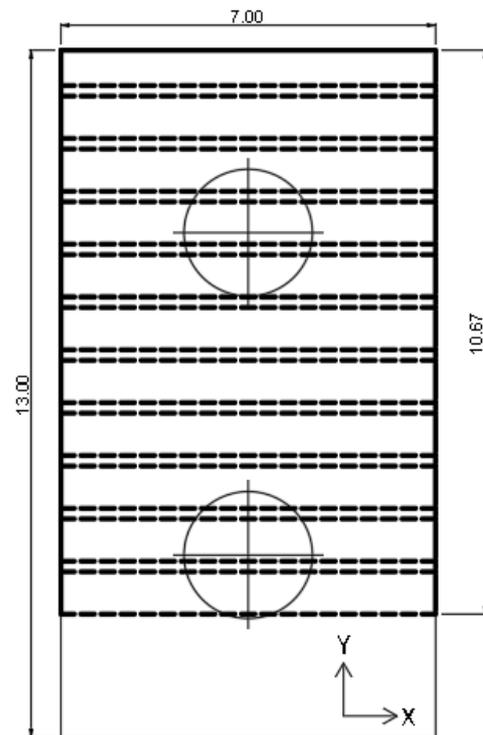


Figura 33 - Área efetiva da sapata S5 na direção Y



- Fatores de geometria da sapata em planta (nas direções X e Y):

$$S_{\gamma, x} = 1 - 0,3 \times \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{1,96}{13,000} = 0,95$$

$$S_{q, x} = 1 + \frac{B'}{L'} \times \text{sen}(\phi' d) = 1 + \frac{1,96}{13,000} \times \text{sen}(27,693) = 1,07$$

$$S_{\gamma, y} = 1 - 0,3 \times \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{7,000}{10,666} = 0,80$$

$$S_{q, y} = 1 + \frac{B'}{L'} \times \text{sen}(\phi' d) = 1 + \frac{7,000}{10,666} \times \text{sen}(27,693) = 1,31$$

- Fator que leva em conta a direção da atuação da força horizontal (nas direções X e Y):

$$m_x = m_B = \frac{2 + (B'/L')}{1 + (B'/L')} = \frac{2 + (1,96 / 13,000)}{1 + (1,96 / 13,000)} = 1,87$$

$$m_y = m_L = \frac{2 + (L'/B')}{1 + (L'/B')} = \frac{2 + (10,666 / 7,000)}{1 + (10,666 / 7,000)} = 1,40$$

- Forças de cálculo (nas direções X e Y):

$$F_{Ed, V, x} = F_{Ed, V, y} = N_{Ed, b} = 19770,820 \text{ kN}$$

$$F_{Ed, H, x} = 2 \times V_{Ed, x, E} = 2 \times 622,293 = 1244,590 \text{ kN}$$

$$F_{Ed, H, y} = 2 \times V_{Ed, y, E} = 2 \times 360,445 = 720,890 \text{ kN}$$

- Fatores de inclinação da carga (nas direções X e Y):

$$i_{\gamma, x} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed, H, x}}{F_{Ed, V, x}} \right]^{m_x + 1} = \left[ 1 - \frac{1244,590}{19770,820} \right]^{1,87+1} = 1,19$$

$$i_{q, x} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed, H, x}}{F_{Ed, V, x}} \right]^{m_x} = \left[ 1 - \frac{1244,590}{19770,820} \right]^{1,87} = 1,12$$

$$i_{\gamma, y} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed, H, y}}{F_{Ed, V, y}} \right]^{m_y + 1} = \left[ 1 - \frac{720,890}{19770,820} \right]^{1,40+1} = 1,09$$

$$i_{q, y} = \left[ 1 - \frac{F_{Ed, H, x}}{F_{Ed, V, x}} \right]^{m_y} = \left[ 1 + \frac{720,890}{19770,820} \right]^{1,40} = 1,05$$

- Tensão resistente na base da sapata devido ao peso volúmico de solo acima da fundação:

$$q_0 = \gamma_{d, solo} \times h_{solo} = 19,0 \times 4,00 = 76,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Valor de cálculo da capacidade resistente do solo de fundação (nas direções X e Y):

$$q_{rd, x} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d, solo} \times B^1 \times N_{\gamma, d} \times s_{\gamma} \times i_{\gamma, x} + q_0 \times N_{q, d} \times S_q \times i_{q, x} = 2340,620 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{rd, y} = \frac{1}{2} \times \gamma_{d, solo} \times B^1 \times N_{\gamma, d} \times s_{\gamma} \times i_{\gamma, y} + q_0 \times N_{q, d} \times S_q \times i_{q, y} = 2565,26 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### c) Verificação da capacidade resistente do solo de fundação

Independentemente da variável base, a verificação é garantida se cumprir a verificação:

$$\sigma_{\max} \leq q_{rd}$$

Para os cálculos apresentados tem-se,

$$\sigma_{\max, x} = 775,930 < q_{rd, x} = 2340,620 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max, y} = 283,570 < q_{rd, y} = 2565,26 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### Verificação estrutural

Uma vez mais, a combinação condicionante é a que contempla o sismo com ação variável base, ocorrendo a situação mais desfavorável na sapata S5.

#### **a) Verificação estrutural das sapatas na direção longitudinal (ou na direção X)**

Tanto os esforços na base da sapata, bem como, as excentricidades, foram calculados na verificação geotécnica.

##### i) Armaduras da face inferior na direção longitudinal ou direção X

Por forma a determinar estas armaduras, utilizou-se o método das bielas. Como  $ex_{b, x} > \frac{B}{4}$ , a expressão a utilizar é  $A^+_{s, x} = \frac{F_t}{f_{syd} \times L}$ .

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

**Tabela 17 - Valores de interpolação para o coeficiente K**

<b>e/a0</b>	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50
<b>k</b>	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Assim sendo, tem-se que para  $e/a0 = 1,167/2,40 = 0,486 \rightarrow 0,148$ .

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

$$F_t = \frac{N_{ed, b}}{d} \times (ex_{b, x} - a0 \times (0,5 - k))$$

$$F_t = \frac{19770,820}{3,0 - 0,07 - \frac{20 \times 10^{-3}}{2}} \times (2,52 - 2,40 \times (0,5 - 0,148)) = 11342,490 \text{ kN}$$

$$A^+_{s, x} = \frac{F_t}{f_{syd} \times L} = \frac{11342,490}{435 \times 10^3 \times 13} \times 10^4 = 20,06 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se para a face inferior:  $A^+_{s, x} = \phi 20 / .15 (20,94 \text{ cm}^2 / \text{m})$

##### ii) Armaduras da face superior na direção longitudinal ou direção X

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

Desta forma, calcula-se o peso do terreno e betão, por metro.

$$PP_{sapata} = \gamma_{d, Ed} \times h = 25 \times 3,0 = 75,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d, solo} \times h_{solo} = 25 \times 4,0 = 100,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O momento gerado por estas cargas é o seguinte:

$$B_{consola} = (0,20 \times a_0) + \left( \frac{B}{2} - \frac{a_0}{2} \right) = (0,20 \times 2,40) + \left( \frac{7,000}{2} - \frac{2,400}{2} \right) = 2,780 \text{ m}$$

$$M_{Ed, y} = (\gamma_G \times PP_{sapata} + \gamma_Q \times PP_{solo}) \times \frac{(B_{consola})^2}{2}$$

$$M_{Ed, y} = (1,35 \times 75,000 + 1,50 \times 100,000) \times \frac{(2,780)^2}{2} = 970,880 \text{ kN.m} / \text{m}^2$$

Far-se-á agora o cálculo da armadura:

$$\mu = \frac{M_{Ed, y}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{970,880}{1,0 \times \left( 3 - 0,07 - \frac{0,020}{2} \right)^2 \times 20000} = 0,006 ;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006} = 0,006$$

$$(A_{s, x})_{cal} = \left( 0,006 \times 1,0 \times 2,920 \times \frac{20,00}{435,00} \right) \times 10^4 = 8,100 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Adota-se } (A_{s, x})_{cal} = \varnothing 16 / 0,15 (13,40 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

## b) Armaduras na direção transversal ou direção Y

Nesta direção implementou-se o modelo de cálculo que consiste numa barra simplesmente apoiada com duas consolas. No modelo admitido atuam o peso próprio da sapata e do terreno sobre ela, as cargas que os apoios descarregam e ainda o diagrama de tensões constantes que traduz a reação do terreno às cargas aplicadas.

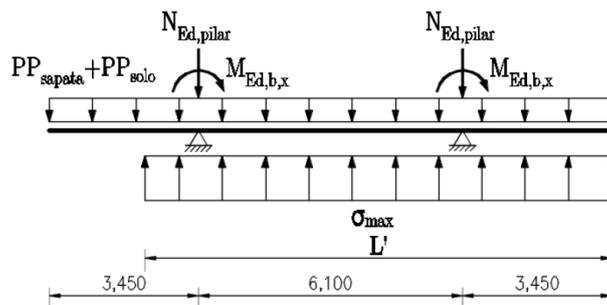


Figura 35 - Modelo de cálculo com carregamentos

Os valores de cálculo do esforço normal e momento fletor na base do pilar:

$$N_{Ed, pilar} = 6472,908 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, x} = 13953,726 \text{ kN.m}$$

O valor equivalente ao peso próprio da sapata e do solo acima da sapata:

$$PP_{sapata} = \gamma_{d, BA} \times h \times B = 25 \times 3,000 \times 7,000 = 525,000 \text{ kN} / m;$$

$$PP_{solo} = \gamma_d \times h_{solo} \times B = 19 \times 4,000 \times 7,000 = 532 \text{ kN} / m;$$

O valor da tensão máxima:

$$\sigma_{max} = 283,570 \times 7,000 = 1984,99 \text{ kN} / m$$

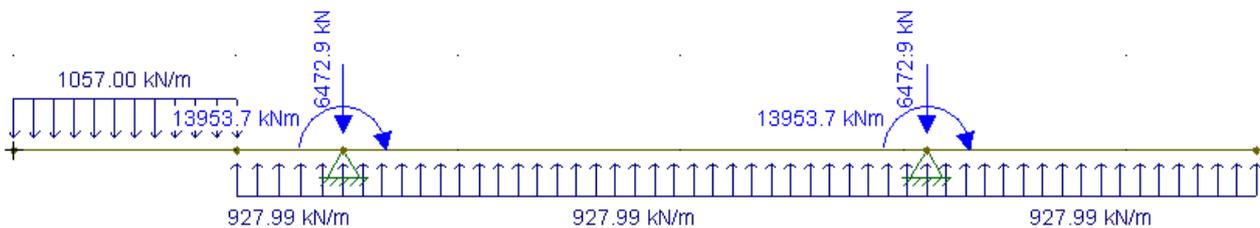


Figura 36 - Modelo cálculo sapata direta (dados)

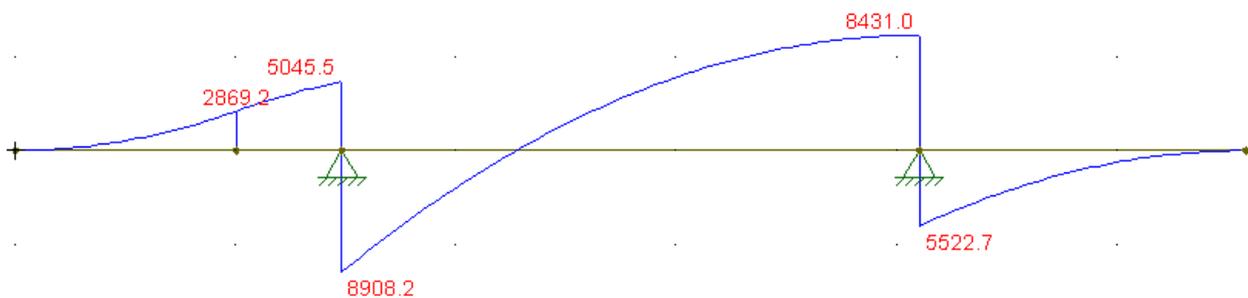


Figura 37 - Diagrama de momentos fletores sapata 5

Valor do momento atuante

A partir do modelo de cálculo ilustrado acima, obteve-se os valores do momento máximo positivo de  $M^+_{Ed, x} = 8908,20 \text{ kN.m}$  e do momento máximo negativo de  $M^-_{Ed, x} = -8431,00 \text{ kN.m}$ .

i) Armaduras da face inferior na direção Y

O momento atuante de cálculo é de  $M^+_{Ed, x} = 8908,20 / 7 = 1272,06 \text{ kN.m} / m$

Valor do momento resistente e armaduras

Expressão para determinação das armaduras na face inferior da sapata:

$$(A^{+}_{s,y})_{cal} = \omega \times b \times d \times \frac{F_{cd}}{f_{syd}}$$

Procedendo agora ao cálculo da armadura tem-se:

$$\mu = \frac{M^{+}_{Ed,x}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1272,06}{1,0 \times 2,92^2 \times 20000} = 0,007$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007} = 0,007$$

$$(A^{+}_{s,y})_{cal} = \left( 0,007 \times 1,0 \times 2,92 \times \frac{20,00}{435} \right) \times 10^4 = 9,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adota-se  $(A^{+}_{s,y})_{cal} = \emptyset 16 / 0.15 (13,40 \text{ cm}^2 / \text{m})$

ii) Armaduras da face superior na direção Y

O momento atuante de cálculo é de  $M^{-}_{Ed,x} = -8431,00 / 7 = 1204,43 \text{ kN.m} / \text{m}$

Valor do momento resistente e armaduras

Expressão para determinação das armaduras na face inferior da sapata:

$$(A^{-}_{s,y})_{cal} = \omega \times b \times d \times \frac{F_{cd}}{f_{syd}}$$

Procedendo agora ao cálculo da armadura tem-se:

$$\mu = \frac{M^{-}_{Ed,x}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1204,43}{1,0 \times 2,92^2 \times 20000} = 0,007$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007} = 0,007$$

$$(A^{-}_{s,y})_{cal} = \left( 0,007 \times 1,0 \times 2,92 \times \frac{20,00}{435} \right) \times 10^4 = 9,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adota-se  $(A^{-}_{s,y})_{cal} = \emptyset 16 / 0.15 (13,40 \text{ cm}^2 / \text{m})$

**Pilares com fundações indiretas**

São dois os alinhamentos de pilares fundados indiretamente através de estacas. Os pilares P2 e P3, dada a elevada profundidade do terreno com boas características, são

fundados com recurso a 8 estacas cada, unidas por maciços de encabeçamento, para o efeito denominados por S2 e S3.

Os maciços de encabeçamento têm 2,50 metros de altura, 7,50 de largura (direção longitudinal ao tabuleiro) e 16,50 de comprimento (direção transversal ao tabuleiro). As estacas, com 1,50 metros de diâmetro, têm 15,00 metros de comprimento para a sapata S2 e 14,00 metros de comprimento para a sapata S3. As armaduras, em aço da classe A500 NR, têm um recobrimento de 0,07 metros. O betão para as estacas e maciços é da classe C30/37.

### **Verificação geotécnica**

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

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

Apresentam-se em seguida os cálculos relativos ao maciço S2, obtidos nas condições já descritas, visto ser nesta que ocorre a situação mais desfavorável.

O terreno tem  $19\text{kN/m}^3$  de peso específico e  $30^\circ$  de ângulo de atrito interno.

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

$$\xi_3 = 1,4$$

$$\xi_4 = 1,4$$

#### **a) Verificação do efeito de grupo**

Afastamento entre estacas:  $S_{est} = 4,500 \text{ m}$ .

Como  $3\phi_{est} = 4,500 \text{ m}$ , 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 um única estaca, onde  $n_g = 1$ .

#### **b) Valor das forças de cálculo atuantes**

$$F_{cd,x} = \frac{2 \times N_{ed,pilar}}{n_{estaca}} + 2 \times M_{Ed,y} \times \frac{X_i}{\sum X_i^2}$$

$$F_{cd,y} = \frac{2 \times N_{ed,pilar}}{n_{estaca}} + 2 \times M_{Ed,x} \times \frac{(-Y_i)}{\sum Y_i^2}$$

$$F_{cd,x} = \frac{2 \times 8485,039}{8} + 2 \times 14972,733 \times \frac{2,25}{40,50} = 3784,900 \text{ kN}$$

$$F_{cd,y} = \frac{2 \times 8485,039}{8} - 2 \times 10425,403 \times \frac{(-6,75)}{202,50} = 2816,290 \text{ kN}$$

$$F_{cd} = \max \{ F_{cd,x}; F_{cd,y} \} = 3784,900 \text{ kN}$$

### c) Capacidade resistente

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

$$\phi'_{d} = \arctan \left( \frac{\tan(\phi'_{k})}{\gamma_{\phi'}} \right) = \arctan \left( \frac{\tan(30)}{1,10} \right) = 27,693^{\circ}$$

$$\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_{\gamma}} = \frac{19,0}{1,0} = 19,0 \text{ kN} / \text{m}^3$$

Do gráfico apresentado no Anexo F, para a profundidade crítica retira-se o valor

$$\phi'_{med} = 30^{\circ} \Rightarrow \frac{D_c}{B} = 7,000 \Leftrightarrow D_c = 7,000 \times 1,500 = 10,500 \text{ m};$$

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

$$\sigma'_{v,max} = \gamma_d \times D_c = 19,000 \times 10,500 = 199,50 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma'_{v,med} = \frac{\sigma'_{v,max}}{2} = \frac{199,500}{2} = 99,750 \text{ kN} / \text{m}^2$$

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

O valor do fator de profundidade é  $N_q = 18$  (Anexo F).

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

$$R_{b,calc} = q_b \times A_b = 3591,000 \times 1,77 = 6356,070 \text{ kN}$$

Onde:

$$q_b = \sigma'_{v,max} \times N_q = 199,500 \times 18,000 = 3591,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$A_b = \frac{\pi \times \phi_{estaca}^2}{4} = \frac{\pi \times 1,500^2}{4} = 1,770 \text{ m}^2$$

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

$$R_{s,calc} = q_s \times A_s = 28,010 \times 70,690 = 1980,030 \text{ kN}$$

Onde:

$$q_s = \sigma'_{v,med} \times K \times \operatorname{tg}(\phi_d') = 99,750 \times 0,535 \times \operatorname{tg}(27,693) = 28,010 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$A_s = \pi \times \phi_{estaca} \times L_{estaca} = \pi \times 1,50 \times 15,000 = 70,690 \text{ m}^2$$

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

$$R_{c,calc} = R_{b,calc} + R_{s,calc} = 6356,070 + 1980,030 = 8336,100 \text{ kN}$$

Com os valores calculados da capacidade resistente obtêm-se os valores característicos da capacidade resistente como se apresenta em seguida. Como apenas foi efetuado um ensaio, o valor médio é em todos os casos igual ao valor mínimo.

O valor característico da capacidade resistente ponta calcula-se de acordo com a seguinte expressão:

$$R_{b,k} = \min \left\{ \frac{(R_{b,calc})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{b,calc})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{6356,070}{1,4}; \frac{6356,070}{1,4} \right\} = 4540,050 \text{ kN}$$

O valor característico da capacidade resistente lateral calcula-se de acordo com a seguinte expressão:

$$R_{s,k} = \min \left\{ \frac{(R_{s,calc})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{s,calc})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{1980,030}{1,4}; \frac{1980,030}{1,4} \right\} = 1414,310 \text{ kN}$$

O valor característico da capacidade resistente total calcula-se de acordo com a seguinte expressão:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{med}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\} = \min \left\{ \frac{8336,100}{1,4}; \frac{8336,100}{1,4} \right\} = 5954,360 \text{ kN}$$

O valor de cálculo da capacidade resistente obtido, para uma estaca singular, é o seguinte:

$$R_{cd,b+s} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{4540,050}{1,60} + \frac{1414,310}{1,30} = 3925,460 \text{ kN}$$

O valor de cálculo da capacidade resistente total obtido, para uma estaca singular, é o seguinte:

$$R_{cd,c} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{5954,360}{1,50} = 3969,570 \text{ kN}$$

A resistência a considerar para uma estaca deve ser assim a menor de ambos os valores calculados anteriormente, ou seja:

$$R_{cd,ind} = \min \{ R_{cd,b+s}; R_{cd,c} \} = \{ 3925,460; 3969,570 \} = 3925,460 \text{ N}$$

O valor de cálculo da capacidade resistente é:

$$R_{cd} = R_{cd, ind} \times n_g = 3925,460 \times 1,0 = 3925,460 \text{ kN}$$

#### d) Verificação de segurança

Apresenta-se em seguida a respetiva verificação:

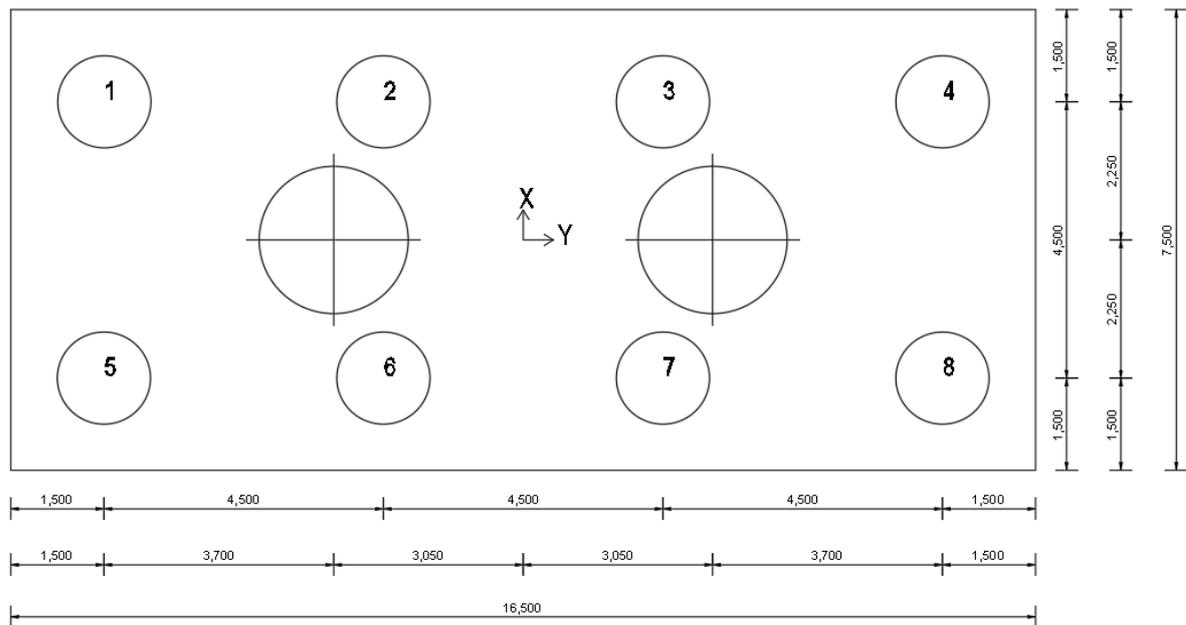
$$F_{cd} < R_{cd} \Rightarrow 3784,90 < 3925,46 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

#### 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

O dimensionamento foi feito com base no modelo de bielas e tirantes apresentado na figura abaixo:



**Figura 38 - Maciço encabeçamento em planta**

Segundo o modelo anterior, podem observar-se dois tipos de estacas no maciço, que terão diferentes esforços, sendo estas as estacas do tipo 1 e 2.

**Tabela 18 - Coordenadas das estacas em relação ao centro do maciço**

Estaca		$X_i$ [m]	$Y_i$ [m]	$X_i^2$ [m <sup>2</sup> ]	$Y_i^2$ [m <sup>2</sup> ]
1	Tipo 1	2,250	-6,750	5,063	45,563
2	Tipo 2	2,250	-2,250	5,063	5,063
3	Tipo 2	2,250	2,250	5,063	5,063
4	Tipo 1	2,250	6,750	5,063	45,563
5	Tipo 1	-2,250	-6,750	5,063	45,563

6	Tipo 2	-2,250	-2,250	5,063	5,063
7	Tipo 2	-2,250	2,250	5,063	5,063
8	Tipo 1	-2,250	6,750	5,063	45,563
			Total	40,500	202,500

Cada tipo de estaca apresenta esforço iguais, devido á posição que ocupam no maciço. Como só há dois tipos de estacas apenas é necessário dimensionar estas duas situações.

### i) Dimensionamento da zona de estacas tipo 1

Na figura seguinte apresenta-se o modelo de bielas e tirantes, de onde é possível retirar as forças nas armaduras da face inferior.

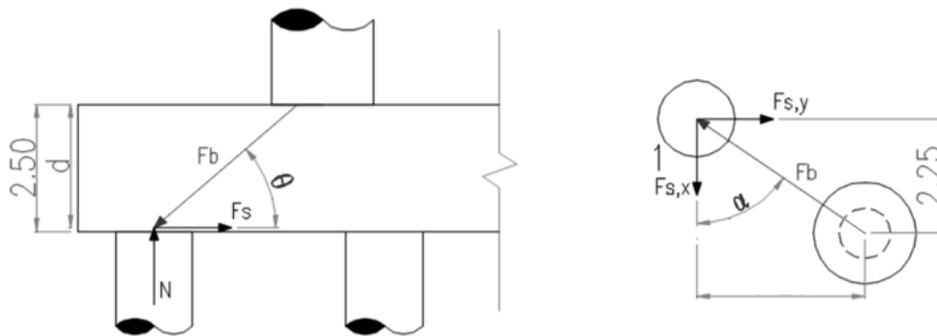


Figura 39 - Modelo de bielas e tirantes para estaca tipo 1

O comprimento de biela em planta é o seguinte:

$$Lb' = \sqrt{3,70^2 + 2,25^2} - \left(\frac{\phi_{\text{pilar}}}{4}\right) = \sqrt{3,70^2 + 2,25^2} - \left(\frac{2,4}{4}\right) = 3,73 \text{ m}$$

Os ângulos representados na figura anterior são os seguintes:

$$\theta = \arctg\left(\frac{d}{Lb'}\right) = \arctg\left(\frac{2,418}{3,730}\right) = 32,95^\circ$$

$$\alpha = \arctg\left(\frac{3,730}{2,250}\right) = 58,90^\circ$$

O RSA menciona que a ação do sismo ocorre numa direção, ou seja, ocorre só na direção X ou apenas na direção Y. Para tal, calculam-se os fatores de participação segundo as duas direções, a fim de determinar qual o mais desfavorável.

$$Part.M_{Ed,y} = 2 \times M_{Ed,y} \times \frac{X_i}{\sum X_i^2} = 2 \times 14972,733 \times \frac{2,250}{40,500} = 1663,637$$

$$Part.M_{Ed,x} = 2 \times M_{Ed,x} \times \frac{Y_i}{\sum Y_i^2} = 2 \times 10522,842 \times \frac{6,750}{202,500} = 695,030$$

Do cálculo efetuado anteriormente conclui-se que a participação do momento segundo Y  $Part.M_{Ed,y}$  é superior. Deve então considerar-se o momento segundo a direção Y para o dimensionamento.

A expressão seguinte permite obter a carga sobre as estacas tipo 1:

$$N_{Ed, tipo1} = \frac{2 \times N_{ed, pilar}}{n_{estaca}} + 2 \times M_{Ed,y} \times \frac{X_i}{\sum X_i^2}$$

$$N_{Ed, tipo1} = \frac{2 \times 8485,039}{8} + 2 \times 14972,733 \times \frac{2,250}{40,500} = 3784,900 \text{ kN}$$

Calcula-se agora a força na biela com a direção da base do pilar até à cabeça da estaca. O ângulo  $\theta$  representa a inclinação da biela em relação ao plano horizontal.

$$F_s = \frac{N_{Ed, tipo1}}{\text{tg}(\theta)} = \frac{3784,900}{\text{tg}(32,950)} = 5839,380 \text{ kN}$$

Com o objetivo de adotar uma malha de armadura ortogonal, decompõe-se a força anteriormente encontrada nas direções X e Y, como se apresenta abaixo:

$$F_{s,x} = F_s \times \cos(\alpha) = 5839,380 \times \cos(58,900) = 3016,230 \text{ kN}$$

$$F_{s,y} = F_s \times \text{sen}(\alpha) = 5839,380 \times \text{sen}(58,90) = 5000,070 \text{ kN}$$

A armadura a distribuir em cima das estacas tipo 1 na direção X é:

$$\rightarrow \text{Calculada: } A_{s,x} = \frac{F_{s,x}}{f_{syd}} = \frac{3016,23}{43,5} = 69,340 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Adotada: } A_{s,x} = 24\text{Ø}20 (75,36 \text{ cm}^2)$$

A armadura a distribuir em cima das estacas tipo 1 na direção Y é:

$$\rightarrow \text{Calculada: } A_{s,y} = \frac{F_{s,y}}{f_{syd}} = \frac{5000,07}{43,5} = 114,940 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Adotada: } A_{s,y} = 8\text{Ø}32 + 15\text{Ø}25 (137,97 \text{ cm}^2)$$

## ii) Dimensionamento da zona de estacas tipo 2

O dimensionamento para as estacas tipo 2 foi feita da mesma forma que para as do tipo 1, razão pela qual apenas se apresentam em seguida os resultados obtidos para armaduras.

O comprimento de biela em planta é o seguinte:

$$Lb' = \sqrt{0,80^2 + 2,25^2} - \left( \frac{\phi_{pilar}}{4} \right) = \sqrt{0,80^2 + 2,25^2} - \left( \frac{2,4}{4} \right) = 1,790 \text{ m}$$

Os ângulos representados na figura anterior são os seguintes:

$$\theta = \arctg\left(\frac{d}{L_{b'}}$$

$$\alpha = \arctg\left(\frac{0,800}{2,250}\right) = 19,570^\circ$$

A expressão seguinte permite obter a carga sobre as estacas tipo 2:

$$N_{Ed, tipo2} = \frac{2 \times N_{Ed, pilar}}{n_{estaca}} + 2 \times M_{Ed, y} \times \frac{X_i}{\sum X_i^2}$$

$$N_{Ed, tipo2} = \frac{2 \times 8485,039}{8} + 2 \times 14972,733 \times \frac{2,250}{40,500} = 3784,90 \text{ kN}$$

Calcula-se agora a força na biela com a direção da base do pilar até à cabeça da estaca. O ângulo  $\theta$  representa a inclinação da biela em relação ao plano horizontal.

$$F_s = \frac{N_{Ed, tipo2}}{\text{tg}(\theta)} = \frac{3784,90}{\text{tg}(53,490)} = 2801,700 \text{ kN}$$

$$F_{s, x} = F_s \times \cos(\alpha) = 2801,700 \times \cos(19,570) = 2639,850 \text{ kN}$$

$$F_{s, y} = F_s \times \text{sen}(\alpha) = 2801,700 \times \text{sen}(19,570) = 938,450 \text{ kN}$$

A armadura a distribuir em cima das estacas tipo 2 na direção X é:

$$\rightarrow \text{Calculada: } A_{s, x} = \frac{F_{s, x}}{f_{syd}} = \frac{2639,850}{43,5} = 60,690 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Adotada: } A_{s, x} = 24\text{Ø}20 (75,36 \text{ cm}^2)$$

A armadura a distribuir em cima das estacas tipo 2 na direção Y é:

$$\rightarrow \text{Calculada: } A_{s, y} = \frac{F_{s, y}}{f_{syd}} = \frac{938,450}{43,5} = 21,570 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Adotada: } A_{s, y} = 8\text{Ø}32 + 15\text{Ø}25 (137,97 \text{ cm}^2)$$

Por uma questão de simplicidade em obra, adotou-se as mesmas armaduras das estacas tipo 1.

## b) Estacas

Os cálculos apresentados são, uma vez mais, referentes às estacas do maciço de encabeçamento S2 por ter os esforços mais desfavoráveis.

### i) Esforços atuantes

O esforço normal de dimensionamento é o maior de entre o esforço normal atuante nas estacas tipo 1 e tipo 2:

$$N_{Ed, estaca} = \max \{N_{Ed, tipo1}; N_{Ed, tipo2}\} = \{3784,900; 3784,900\} = 3784,900 \text{ kN}$$

O esforço transversal atuante na cabeça da estaca calcula-se como se apresenta em seguida:

$$V_{Ed, pilar} = \max \{V_{Ed, x}; V_{Ed, y}\} = \max \{684,502; 470,153\}$$

$$V_{Ed, estaca} = \frac{2 \times V_{Ed, pilar}}{n_{estaca}} = \frac{2 \times 684,502}{8} = 171,130 \text{ kN}$$

O momento fletor atuante na cabeça da estaca é calculado através da multiplicação do esforço transversal na cabeça da estaca,  $V_{Ed, estaca}$ , pelo comprimento equivalente,  $t$ .

$$t = \frac{\varnothing_{estaca}}{3} \times \sqrt[4]{\frac{E_{cm}}{E_{solo}}} = \frac{1,50}{3} \times \sqrt[4]{\frac{33}{5 \times 10^{-3}}} = 4,510 \text{ m}$$

$$M_{Ed, est} = V_{Ed, est} \times t = 171,130 \times 4,510 = 773,560 \text{ kN.m}$$

#### ii) Armaduras longitudinais em estacas

O cálculo das armaduras foi feito de forma idêntica ao anteriormente efetuado para o dimensionamento dos pilares, com recurso ao diagrama de interação entre o esforço normal resistente e o momento resistente que permite saber, para secções circulares se a armadura considerada é adequada.

Secção transversal da estaca com simplificação: 1,50metros.

Armadura mínima para cada estaca:

$$A_{s, \min} = 0,25\% \times A_c = 0,0025 \times 1,50^2 \times 10^4 = 56,25 \text{ cm}^2$$

Para a verificação no programa adotou-se uma armadura composta por 17Ø25 (83,47  $\text{cm}^2$ ), a qual verificou a segurança.

#### iii) Armaduras transversais em estacas

Para o dimensionamento das armaduras de esforço transversal seguiu-se a metodologia proposta pelo EC2. O cálculo foi feito de forma similar aos pilares.

Foi considerada uma secção transversal de estaca com simplificação, com 1,05metros.

A armadura mínima para esta secção é dada por:

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

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,08\sqrt{30}}{500} \times 1,05 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 9,20 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

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

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed, estaca}}{z \times f_{syd} \times \cot \theta} = \frac{171,130}{0,882 \times 43,5 \times \cot(30)} = 2,575 \text{ cm}^2 / m$$

$$z = (1,05 - 0,07) \times 0,90 = 0,882 \text{ m}$$

Será adotada a armadura mínima admitindo dois ramos tem-se:

→ Armadura requerida:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) / \text{ramo} = \frac{9,20}{2} = 4,60 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo}$$

→ Armadura adotada:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) / \text{ramo} = \emptyset 12 / 0,15 (7,54 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo})$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) / \text{ramo} = 7,54 \times 2 = 15,08 \text{ cm}^2 / m$$

### 3.9 Encontros

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.

#### 3.9.1 Ações

Há três tipos de ações:

- Ações atuantes na massa do encontro;
- Impulsos de terras;
- Ações transmitidas pelo tabuleiro.

#### Ações que atuam na massa do encontro

A massa do encontro é composta pelo espelho, viga de estribo, gigante, sapata e terras sobre a sapata.

As ações atuantes decompõem-se na componente vertical e horizontal.

De notar que as sapatas não dispõem da componente horizontal da força, porque na ocorrência de sismo, esta acompanhará a movimentação do solo.

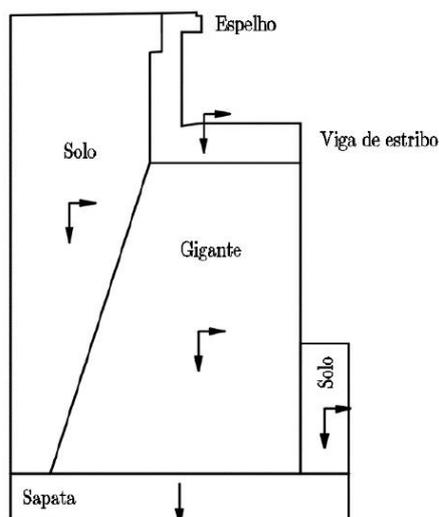


Figura 40 - Ações que atuam na massa do encontro

A força vertical a considerar corresponde ao peso próprio dos elementos.

$$F_v = PP$$

A força horizontal é dada pela multiplicação da força vertical por um coeficiente sísmico.

$$F_H = F_v \times \beta$$

Tendo em conta a localização sísmica, através dos artigos 29º e 31º do RSA, o coeficiente de sismicidade é  $\alpha = 1$ , pelo que  $\beta = 0,16 \times \alpha = 0,16 \times 1,0 = 0,16$ .

Elemento	$F_v$ [kN]	$F_H$ [kN]	CGV [m]	CGH [m]
Espelho + Estribo	834,250	133,480	9,540	3,250
Gigante	962,500	154,000	5,000	4,200
Sapata	2531,250	405,000	0,900	3,760
Terreno	4846,519	775,443	7,200	6,700

O centro de gravidade CGV corresponde à distância vertical entre o ponto exterior da sapata e o centro de gravidade de cada elemento, em relação ao centro de gravidade CGH corresponde à distância horizontal entre o ponto exterior da sapata e o centro de gravidade de cada elemento (Figura 40).

### Impulsos das terras

Verifica-se a presença de três impulsos: peso próprio das terras (CP), sobrecarga atuante no terraplano de  $10 \text{ kN/m}^2$  (SC); impulso sísmico (E).

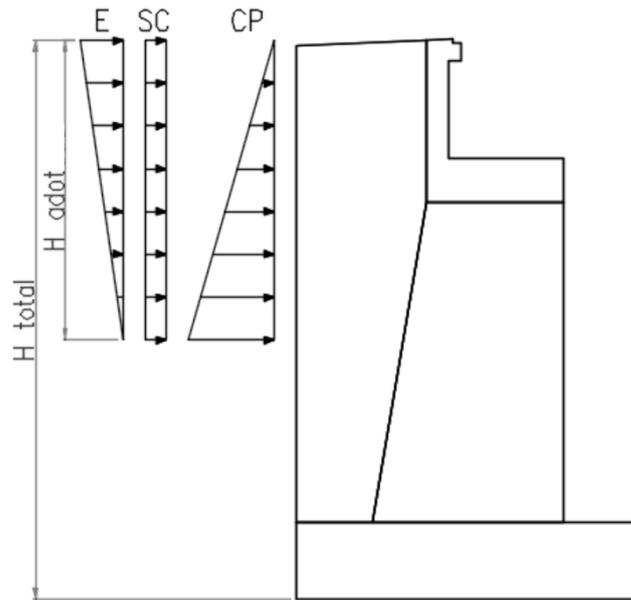


Figura 41 - Impulsos no terreno

### Coefficientes de impulsos

- Coeficiente de impulso em repouso, utilizando a teoria de Rankine.

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi'_d)$$

Em que,  $\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi')}{\gamma\phi'}$

- Coeficiente de impulso ativo, utilizando a teoria de Rankine

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi'_d)}{1 + \text{sen}(\phi'_d)}$$

- Coeficiente de impulso para a ação sísmica, utilizando a teoria de Mononobe-Okabe.

$$K_{si} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos(\theta) \times \text{sen}^2(\psi) \times \text{sen}(\psi - \theta - \delta'_d) \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta'_d + \phi'_d) \times \text{sen}(\phi'_d - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta'_d) \times \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Em que:

$\phi'_d$  – Valor de cálculo do ângulo de atrito interno;

$\delta'_d$  – Valor de cálculo do ângulo de atrito entre o solo e o muro;

$\Psi$  – Ângulo de inclinação do tardo do muro;

$\beta$  – Ângulo da superfície do aterro de reenchimento em relação à horizontal;

$$\theta - \text{Ângulo do sismo: } \theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right).$$

### Ações transmitidas pelo tabuleiro

Estas ações são provenientes das ações do tabuleiro, que são transmitidas pelos aparelhos de apoio.

As mesmas, são caracterizadas por uma força vertical,  $F_V$ , a força horizontal longitudinal,  $F_{HL}$ , e a força horizontal transversal,  $F_{HT}$ , originada pelo sismo.

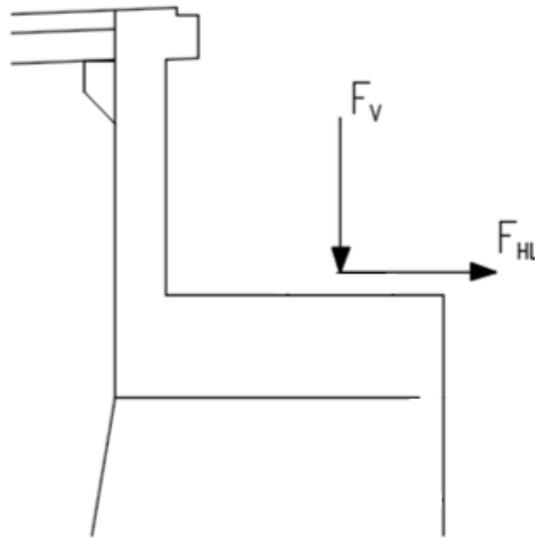


Figura 42 - Ações no tabuleiro em corte longitudinal

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.

$F_{HL} = F_V \times \mu$ , em que  $\mu = 0,05$  é coeficiente de atrito entre o aço e o teflon.

O encontro E1 e E2 tem 12,00 metros de altura total e os impulsos anulam-se a uma profundidade de 7,90 metros.

No quadro abaixo apresentam-se os valores das ações transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1.

Tabela 19 - Ações transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E1

Carga	Vertical					Horizontal transversal
	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	2866,834	1438,189	242,302	24,616	0,300	204,464
Min		-245,049	-121,151	-24,616	-0,300	-204,464

**Tabela 20 - Ações transmitidas pelo tabuleiro ao encontro E2**

Carga	Vertical					Horizontal transversal
Tipo	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	2871,414	1438,189	250,266	24,619	0,303	203,593
Min		-245,049	-125,133	-24,619	-0,303	-203,593

É de referir novamente que as forças devido à ação sísmica foram divididas pelo coeficiente de comportamento sísmico  $\eta=2$ .

### 3.9.2. Verificação geotécnica

Foram analisadas as combinações em que o sismo é ação variável base, bem como a sobrecarga sendo ação variável base.

A segurança encontra-se garantida quando as ações estabilizantes são superiores às destabilizantes.

Expressões dos impulsos no encontro:

$$I_{a,CP} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times k \times h^2 \times L$$

$$I_{a,SC} = k \times S_{SC} \times h \times L$$

$$I_{a,E} = \frac{1}{2} \times \gamma_d \times (k_s - k_a) \times h^2 \times L$$

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,  $S_{SC} = 10 \text{ kN} / \text{m}^2$ ;

$k_s$  – Coeficiente de impulso para ação sísmica;

$k_a$  – Coeficiente de impulso ativo.

### Estado limites últimos

Os estados limites últimos a verificar são: o derrubamento, o deslizamento e a rotura do terreno de fundação.

### Estado limite de equilíbrio (EQU)

De seguida é apresentado o cálculo para o encontro E1, considerando os valores máximos da combinação em que a ação sísmica é variável base. Os restantes casos podem ser consultados nos anexos G.

a) Estado limite de derrubamento

Na tabela abaixo apresenta-se a verificação do estado limite de derrubamento. Para o cálculo não foi considerada a resistência passiva do terreno.

**Tabela 21 - Verificação do estado limite de derrubamento para o encontro E1**

Designação	Coef. Parcial	Impulso [kN]		Braço [m]	Força Horizontal [kN]	
		Impulso calculado	Impulso majorado		Instabilizante	Estabilizante
FH,Estribo+Espelho	1,00	133,480	133,480	9,540	1273,399	
FV,Estribo+Espelho	1,00	834,250	834,250	3,250		2711,313
FH,Gigante	1,00	154,000	154,000	5,000	770,000	
FV,Gigante	1,00	962,500	962,500	4,200		4042,500
FH,Sapata	1,00	405,000	405,000	0,900	364,500	
FV,Sapata	1,00	2531,250	2531,250	3,760		9517,500
FH,Terreno	1,00	775,443	775,443	7,200	5583,190	
FV,Terreno	1,00	4846,519	4846,519	6,700		32471,677
FH,CP,Tab	1,00	78,838	78,838	9,800	772,612	
FV,CP,Tab	1,00	1433,417	1433,417	2,700		3870,226
IH,CP	1,00	1132,486	1132,486	8,540	9671,430	
IH,SC	1,00	155,490	0,000	10,130		0,000
IH,E	1,50	558,748	838,122	11,800	9889,840	
				soma=	28324,971	52613,216

Verifica-se a segurança.

b) Estado limite de deslizamento

Para este cálculo não foi considerada a resistência passiva do terreno.

Na tabela abaixo apresenta-se a verificação do estado limite em questão.

**Tabela 22 - Verificação do estado limite de deslizamento para o encontro E1**

Designação	Coef. Parcial	Impulso [kN]		Kp	Força Horizontal [kN]	
		Impulso calculado	Impulso majorado		Instabilizante	Estabilizante
FH,Estribo+Espelho	1.00	133.480	133.480	0.465	133.480	
FV,Estribo+Espelho	1.00	834.250	834.250	0.465		387.926
FH,Gigante	1.00	154.000	154.000	0.465	154.000	
FV,Gigante	1.00	962.500	962.500	0.465		447.563
FH,Sapata	1.00	405.000	405.000	0.465	405.000	
FV,Sapata	1.00	2531.250	2531.250	0.465		1177.031
FH,Terreno	1.00	775.443	775.443	0.465	775.443	
FV,Terreno	1.00	4846.519	4846.519	0.465		2253.631
FH,CP,Tab	1.00	78.838	78.838	0.465	78.838	
FV,CP,Tab	1.00	1433.417	1433.417	0.465		666.539
IH,CP	1.00	1132.486	1132.486	0.465	1132.486	
IH,SC	1.00	155.490	0.000	0.465		0.000
IH,E	1.50	558.748	838.122	0.465	838.122	
				soma=	3517.369	4932.690

Verifica-se a segurança.

**Estado limite de rotura do terreno de fundação (GEO)**

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

Como previsto na norma, foram consideradas as combinações 1 e 2 da abordagem de cálculo 1, tanto para o sismo como para a sobrecarga.

Apresentam-se abaixo os cálculos justificativos ao encontro E1, com o sismo como ação variável base e combinação 1 da abordagem de cálculo tipo 1.

Foi feito um somatório de forças em relação a um ponto, por forma a determinar os braços das componentes horizontal e vertical que solicitam as sapatas.

Os esforços de cálculo obtidos, na base da sapata, são os seguintes:

$$N_{ED,b} = 2 \times 10751,278 = 21502,556 \text{ kN}$$

$$V_{ED,b,x} = 2 \times 3395,242 = 6790,484 \text{ kN}$$

$$V_{ED,b,y} = 2 \times 204,464 = 408,928 \text{ kN}$$

$$M_{ED,b,y} = 2 \times 27237,292 = 54474,584 \text{ kN}$$

$$M_{ED,b,x} = 2 \times 2453,568 = 4907,136 \text{ kN}$$

As excentricidades originadas pelos momentos fletores apresentados acima são os seguintes:

$$e_{Xb,x} = e_{XB} = \frac{M_{ED,b,y}}{N_{ED,b}} = \frac{54474,584}{21502,556} = 2,533 \text{ m}$$

$$e_{Xb,y} = e_{XL} = \frac{M_{ED,b,x}}{N_{ED,b}} = \frac{4907,136}{21502,556} = 0,228 \text{ m}$$

### Tensão atuante

A tensão máxima ocorre segundo X. A excentricidade segunda esta direção é

$$e_{Xb,x} = 2,533 > \frac{B}{6} = \frac{7,5}{6} = 1,25, \text{ pelo que se aplica a seguinte expressão:}$$

$$\sigma_{\max,x} = \frac{2 \times F_{Ed,V}}{3 \times L \times \left( \frac{B}{2} - e_{Xb,x} \right)} = \frac{2 \times 21502,556}{3 \times 15,000 \times \left( \frac{7,500}{2} - 2,533 \right)} = 785,266 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### Capacidade resistente

Valores de cálculo dos parâmetros do solo são os seguintes:

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(30)}{1,10}\right) = 27,693^\circ$$

$$\gamma_{d,solo} = \frac{\gamma_{solo}}{\gamma_\gamma} = \frac{19,0}{1,0} = 19,0 \text{ kN} / \text{m}^3$$

O cálculo da capacidade resistente do solo ( $q_{rd}$ ), segundo o EC7 apresenta-se abaixo:

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

Apresentam-se em seguida os cálculos para os valores da expressão anterior:

- Fatores de capacidade resistente:

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

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \text{tg}(\phi'_d) = 2 \times (14,233 - 1) \times \text{tg}(27,693) = 13,891$$

- Lados efetivos:

$$B' = B - 2 \times \text{ex}_{b,x} = 7,500 - 2 \times 2,533 = 2,434 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \times \text{ex}_{b,y} = 15,000 - 2 \times 0,228 = 14,544 \text{ m}$$

- Fatores de geometria da sapata em planta:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{2,434}{14,544} = 0,950$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \text{sen}(\phi'_d) = 1 + \frac{2,434}{14,544} \times \text{sen}(27,693) = 1,077$$

- Forças atuantes:

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

$$F_{Ed,H} = \max \{ 6790,484; 408,928 \} = 6790,484 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,V} = N_{Ed,b} = 21502,556 \text{ kN}$$

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

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

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{2,434}{14,544}}{1 + \frac{2,434}{14,544}} = 1,857$$

- Fatores de inclinação da carga:

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H}}{F_{Ed,V}} \right]^{m+1} = \left[ 1 - \frac{6790,484}{21502,556} \right]^{1,857+1} = 0,338$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{F_{Ed,H}}{F_{Ed,V}} \right]^m = \left[ 1 - \frac{6790,484}{21502,556} \right]^{1,857} = 0,494$$

- Tensão existente no terreno da base da sapata

$$q_0 = \gamma_d \times h_{solo} = 19,000 \times 5,000 = 95 \text{ kN} / \text{m}^2$$

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

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

$$q_{rd} = \frac{1}{2} \times 19,000 \times 7,500 \times 13,891 \times 0,950 \times 0,338 + 95,000 \times 14,233 \times 1,077 \times 0,494$$

$$q_{rd} = 1037,190 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### Verificação de segurança

A verificação de segurança, para o caso com o sismo em ação variável base, calcula-se da seguinte forma:

$$\sigma_{\max} < 2 \times q_{rd} \Leftrightarrow 739,682 < 2 \times 1037,190 = 2074,381 \rightarrow \text{Verifica a segurança}$$

### 3.9.3. Verificação estrutural

Os elementos que constituem os encontros são em betão C30/37 e armaduras ordinárias A500 NR. O recobrimento é 0,07 metros.

### Espelho

Para o dimensionamento do espelho e considerando o sismo como ação variável base, foi considerado como modelo de cálculo uma consola com 2,750 metros, sujeita aos impulsos de terras no tardoz. (Figura 43)

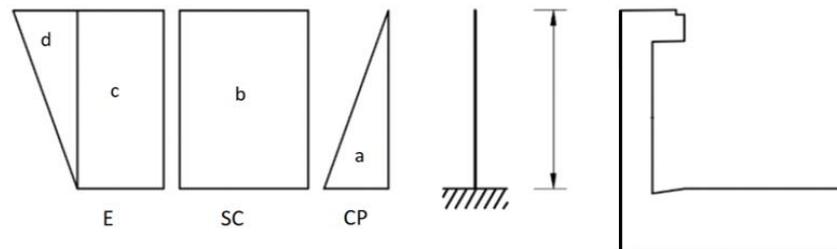


Figura 43 - Esquema de dimensionamento do espelho

Cálculo dos impulsos de terras:

$$I_{aa,CP} = \frac{1}{2} \times 19 \times 0,365 \times (2,75)^2 = 26,22 \text{ kN} / \text{m};$$

$$I_{ab,SC} = 0,365 \times 10 \times 2,75 = 10,04 \text{ kN} / \text{m};$$

$$I_{ac,E} = 19 \times (0,409 - 0,365) \times (7,90 - 2,75) \times 2,75 = 11,84 \text{ kN} / \text{m};$$

$$I_{ad, E} = \frac{1}{2} \times 19 \times (0,409 - 0,365) \times (2,75)^2 = 3,16 \text{ kN/m}$$

O momento atuante é expresso pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times M_{CP} + \gamma_Q \times M_E$$

Em que:

$$M_{CP} = I_{aa, CP} \times \frac{1}{3} \times 2,75 = 26,22 \times \frac{1}{3} \times 2,75 = 24,04 \text{ kNm / m}$$

$$M_E = I_{ac, E} \times \frac{1}{2} \times 2,75 + I_{ad, E} \times \frac{2}{3} \times 2,75 = 11,84 \times \frac{1}{2} \times 2,75 + 3,16 \times \frac{2}{3} \times 2,75 = 22,07 \text{ kNm / m}$$

Substituindo na expressão para o momento atuante:

$$M_{Ed} = 1,00 \times 24,04 + 1,50 \times 22,07 = 57,15 \text{ kNm / m}$$

Determinação da armadura:

$$d = 0,500 - rec - \left( \frac{\phi_{adot}}{2} \right) = 0,500 - 0,07 - \left( \frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 0,483 \text{ m};$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{57,15}{1,00 \times 0,483^2 \times 20 \times 10^3} = 0,005;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005} = 0,005;$$

$$A_{s, calc} = \omega \times b \times d \times \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,005 \times 1,000 \times 0,483 \times \left( \frac{20}{435} \right) \right] \times 10^4 = 1,110 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s, min} = 0,26 \times \left( \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} \right) \times b_t \times d = \left[ 0,26 \times \left( \frac{2,90}{500} \right) \times 1,000 \times 0,483 \right] \times 10^4 = 7,28 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura adotada para a verificação:

$$A_{s, adot} = \max \{ A_{s, calc}; A_{s, min} \} = 7,28 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adota-se  $A_s = \emptyset 20 / / 0,20$  (15,70 cm<sup>2</sup> / m)

### Viga de estribo

A viga de estribo e o espelho formam um único elemento, que deve agora ser estudado como um só, por forma a tirar partido da maior inércia que o conjunto forma. Estuda-se numa primeira fase com um carregamento vertical, onde é considerado o peso próprio e o veículo tipo, e numa segunda fase o impulso de terras no tardoz do espelho.

- i) Peso próprio (PP) + Veículo tipo (VT)

Nesta situação, é feita uma análise onde é considerado um carregamento vertical, que contempla o peso próprio e o veículo tipo, onde é estudada a parte da viga de estribo e espelho que está em consola, ou seja, fora dos gigantes. O conjunto viga de estribo e espelho tem uma área de 5,06m<sup>2</sup> e a consola uma dimensão de 3,50m.

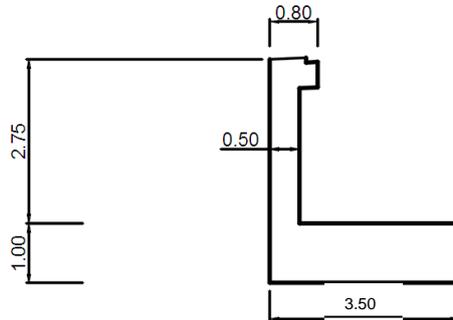


Figura 44 - Modelo de cálculo da viga de estribo do encontro E1 devido às ações do PP e do VT

O momento fletor de cálculo é dado por:

$$M_{Ed} = \gamma_G \times A_c \times \gamma_b \times \frac{L_{consola}^2}{2} + \gamma_Q \times F_{VT} \times (L_{consola} - L_{passeio})$$

$$M_{Ed} = 1,35 \times 5,06 \times 25 \times \frac{3,18^2}{2} + 1,50 \times 100 \times (3,180 - 1,100)$$

$$M_{Ed} = 1175,472 \text{ kNm}$$

A armadura mínima para a secção é a seguinte:

$$d = 3,75 - 0,07 - \left( \frac{20 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,67 \text{ m};$$

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

$$A_{s, \min} = 0,26 \times \frac{29}{500} \times 0,50 \times 3,670 \times 10^4 = 27,67 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura para resistir ao momento fletor:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1175,472}{0,50 \times 3,67^2 \times 20 \times 10^3} = 0,008;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008} = 0,008;$$

$$A_{s, \text{calc}} = \omega \times b \times d \times \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,008 \times 0,50 \times 3,670 \times \left( \frac{20}{435} \right) \right] \times 10^4 = 6,750 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

De acordo com os resultados obtidos, adota-se a armadura mínima para a secção:

$$A_s = 15 \varnothing 20 \left( 47,10 \text{ cm}^2 \right).$$

ii) Impulso de terras:

Para este caso considera-se o impulso de terras, na horizontal, aplicado no tardo do conjunto viga de estribo e espelho, e ainda no muro de avenida. A altura, na vertical, sobre a qual é aplicado o carregamento tem uma dimensão de 3,750 metros. O elemento viga de estribo e espelho tem uma dimensão de 3,500 metros e o muro de avenida de 2,500 metros.

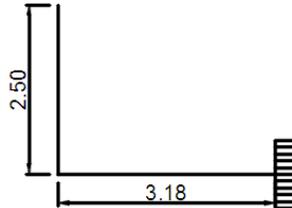


Figura 45 - Esquema de dimensionamento da viga de estribo

$$P_{a,CP} = \frac{1}{2} \times 19 \times 0,365 \times 3,75 = 13,00 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

$$P_{a,SC} = 0,365 \times 10 = 3,65 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

$$P_{a,E} = \frac{1}{2} \times 19 \times (0,409 - 0,365) \times [(7,90 - 3,75) + 7,90] = 5,04 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

Em que, 3,75m é a altura do espelho e da viga de estribo.

Pressão total instalada:

$$P_{a,Ed} = \gamma_G \times P_{a,CP} + \gamma_Q \times P_{a,E} = 1,35 \times 13,00 + 1,50 \times 5,04 = 25,11 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

O momento atuante é expresso pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = P_{a,Ed} \times \frac{(L_{cons})^2 + (L_{muro})^2}{2} = 25,11 \times \frac{3,18^2 + 2,50^2}{2} = 205,43$$

Determinação da armadura:

$$d = 3,50 - 0,07 - \left( \frac{16 \times 10^{-3}}{2} \right) = 3,414 \text{ m};$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{205,430}{1,000 \times 3,414^2 \times 16 \times 10^3} = 0,001;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,001} = 0,001;$$

$$A_{s,calc} = \omega \times b \times d \times \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,001 \times 1,000 \times 3,414 \times \left( \frac{20}{435} \right) \right] \times 10^4 = 1,560 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adota-se  $A_s = \varnothing 20 / 0,20$  ( $15,71 \text{ cm}^2 / \text{ m}$ ).

### Gigante

Os dois gigantes de cada encontro suportam o estribo e espelho, estando alinhados, cada um, com os aparelhos de apoio, por forma a minimizar os esforços gerados pelo tabuleiro no encontro. Na figura seguinte podem ser observadas as dimensões do gigante, sendo que a dimensão em profundidade, que não é apresentada, é de 1,00 metros.

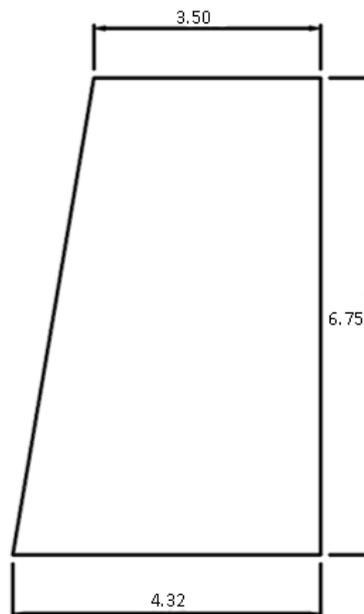


Figura 46 - Dimensões do gigante

#### i) Direção transversal ou direção Y

Segundo a direção transversal, foi considerado um modelo de dimensionamento duplamente encastrado, com 6,750 metros de altura. Este modelo é solicitado por uma força horizontal na parte superior, que é originada pela ação sísmica segundo esta direção.

A força horizontal transversal é a seguinte:  $F_{HT, E} = 205,593 \text{ kN}$ .

#### Estado limite último de flexão

O momento fletor de dimensionamento, para um gigante, calcula-se da seguinte forma:

$$M_{Ed} = \gamma_Q \times \frac{F_{HT, E}}{2} \times \frac{h_{gigante}}{2} = 1,50 \times \frac{205,593}{2} \times \frac{6,75}{2} = 520,410 \text{ kNm}$$

Sendo a secção superior S1 e a inferior S2, o esforço anterior pode ser dividido por unidade de comprimento, de forma a facilitar os cálculos.

$$M_{Ed, S1} = \frac{M_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{520,410}{3,500} = 148,680 \text{ kNm} / m$$

$$M_{Ed, S2} = \frac{M_{Ed}}{B_{inf}} = \frac{520,410}{4,320} = 120,470 \text{ kNm} / m$$

A armadura mínima, por metro, para a secção é a seguinte:

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

$$A_{s, min} = 0,26 \times \frac{29}{500} \times 1,00 \times 0,922 \times 10^4 = 13,90 \text{ cm}^2 / m$$

A armadura requerida, por metro para a secção S1:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{148,680}{1,000 \times 0,922^2 \times 20 \times 10^3} = 0,009;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009} = 0,009;$$

$$A_{s, calc} = \omega \times b \times d \times \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,009 \times 1,000 \times 0,922 \times \left( \frac{20}{435} \right) \right] \times 10^4 = 3,82 \text{ cm}^2 / m$$

A armadura requerida, por metro para a secção S2:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{120,470}{1,000 \times 0,922^2 \times 20 \times 10^3} = 0,007;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007} = 0,007;$$

$$A_{s, calc} = \omega \times b \times d \times \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,007 \times 1,000 \times 0,922 \times \left( \frac{20}{435} \right) \right] \times 10^4 = 2,97 \text{ cm}^2 / m$$

De acordo com os cálculos anteriores, deve adotar-se a armadura mínima

$$A_s = \varnothing 20 / 0,15 \left( 20,94 \text{ cm}^2 / m \right).$$

### Estado limite último de esforço transversal

O esforço transversal é dado por:

$$V_{Ed} = \gamma_Q \times \frac{F_{HT, E}}{2} = 1,50 \times \frac{205,593}{2} = 154,190 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed, S1} = \frac{V_{Ed}}{B_{sup}} = \frac{154,190}{3,500} = 44,050 \text{ kNm} / m$$

$$V_{Ed, S2} = \frac{V_{Ed}}{B_{inf}} = \frac{154,190}{4,320} = 35,690 \text{ kNm} / m$$

A armadura mínima é dada por:

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

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} \times 1,00 \times \text{sen}(90) \times 10^4 = 8,76 \text{ cm}^2 / m$$

Armadura necessária para resistir às ações é a seguinte:

$$d = 1,00 - 0,07 - \left(\frac{12 \times 10^{-3}}{2}\right) = 0,924 \text{ m};$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,924 = 0,832 \text{ m}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{\max\{V_{Ed, s1}; V_{Ed, S2}\}}{z \times f_{syd} \times \cot \theta} = \frac{44,050}{0,832 \times 43,5 \times \cot(30)} = 0,76 \text{ cm}^2 / m$$

Tendo em conta os valores obtidos, devemos adotar a armadura mínima do seguinte modo:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) / \text{ramo} = \frac{8,76}{2} = 4,38 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) / \text{ramo} = \emptyset 25 / 0,20 (24,54 \text{ cm}^2 / m / \text{ramo})$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 24,54 \times 2 = 49,08 \text{ cm}^2 / m$$

Posteriormente foi verificada a segurança das escoras e bielas, como já feito atrás.

## ii) Direção longitudinal ou direção X

Segundo esta direção, o gigante é solicitado pelas ações que atuam na massa do encontro, pelos impulsos de terras no tardo e pelas ações transmitidas pelo tabuleiro.

O dimensionamento é condicionado pela combinação sísmica, pelo que são apresentados os cálculos referentes à mesma para o encontro E1.

### Esforços atuantes

Para a determinação dos esforços atuantes foi feito o somatório das forças horizontais, do qual se obteve o seguinte esforço:

$$V_{Ed} = F_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_{Ed, i} = 1544,161 \text{ kN}$$

Para a determinação do momento fletor foi determinado o braço da resultante das várias forças horizontais somadas anteriormente, obtendo-se o valor apresentado em seguida:

$$M_{Ed} = \sum_{i=1}^n (F_{Ed, i} \times b_i) = 21415,376 \text{ kN}$$

### Estado limite último de flexão

Os esforços a que o gigante está sujeito são elevados, tornando-se necessário recorrer a múltiplas camadas de armadura. Para tal, foi determinada a posição do centro de gravidade para várias combinações de armadura.

Adotou-se 3 camadas de  $7\varnothing 25 // 0,20$  ( $103,08 \text{ cm}^2$ ).

### Estado limite último de esforço transversal

A armadura de esforço transversal foi determinada como apresentado para a direção transversal, de onde se obtiveram os seguintes resultados:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) / \text{ramo} = \frac{8,76}{2} = 4,38 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo}$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) / \text{ramo} = \varnothing 25 // 0,15 \left( 32,72 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{ramo} \right)$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) = 32,72 \times 2 = 65,44 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

### Sapata

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

Uma vez mais, a combinação condicionante é a com o sismo como AVB. Apresentam-se os cálculos para uma sapata do encontro E1.

O terreno tem  $19 \text{ kN/m}^3$  de peso específico e  $30^\circ$  de ângulo de atrito interno.

Os esforços de cálculo, no topo da sapata são os seguintes:

$$N_{Ed} = \sum_{i=1}^n F_{ed, v, i} = 8168,879 \text{ kN}$$

$$V_{Ed, x} = \sum_{i=1}^n F_{ed, HL, j} = 1544,161 \text{ kN}$$

$$V_{Ed, y} = \sum_{j=1}^n F_{ed, HT, j} = 154,190 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, y} = \sum_{i=1}^n (F_{Ed, V, i} \times b_{V, i}) + \sum_{j=1}^n (F_{Ed, HL, j} \times b_{HL, j}) = 11356,813 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed, x} = V_{Ed, y} \times b_{HT} = 154,190 \times 7,5 = 1156,425 \text{ kN.m}$$

Onde as forças, F, representam as forças transmitidas ao encontro e b os respectivos braços.

Os esforços de cálculo, na base da sapata, calculam-se da seguinte forma:

$$N_{Ed, b} = N_{Ed} + PP_{Ed, sapata} = 8168,879 + 2530,000 = 10698,879 \text{ kN}$$

$$M_{Ed, b, x} = M_{Ed, x} + V_{Ed, y} \times h = 1156,425 + 154,190 \times 1,80 = 1433,967 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed, b, y} = M_{Ed, y} + V_{Ed, x} \times h = 11356,813 + 1544,161 \times 1,80 = 14136,310 \text{ kN.m}$$

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

$$ex_{b, x} = ex_B = \frac{M_{Ed, b, y}}{N_{Ed, b}} = \frac{14136,310}{10698,879} = 1,321 \text{ m}$$

$$ex_{b, y} = ex_L = \frac{M_{Ed, b, x}}{N_{Ed, b}} = \frac{1433,967}{10698,879} = 0,134 \text{ m}$$

Os lados efetivos são os seguintes:

$$B' = B - 2 \times ex_B = 7,50 - 2 \times 1,321 = 4,858 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \times ex_L = 7,50 - 2 \times 0,134 = 7,232 \text{ m}$$

### i) Direção longitudinal ou direção X

Em seguida, apresenta-se o cálculo das armaduras inferiores e superiores para as sapatas do encontro E1.

#### Armaduras inferiores na direção X

Para a análise segundo esta direção recorreu-se ao método das bielas. Como

$$ex_{b, x} < \frac{B}{4}, \text{ a expressão é } A^+_{s, x} = \frac{F_t}{f_{syd} \times L'}$$

Para determinar a armadura através da expressão anterior é necessário determinar primeiro o coeficiente, k, que é obtido por interpolação da tabela 17.

$$a_0 = B_0 = 4,32 \text{ m}$$

Assim sendo, tem-se para  $e / a_0 = 0,303 \rightarrow K = 0,189$ .

Cálculo do valor da tensão no solo:

$$A' = B' \times L' = 4,858 \times 7,232 = 35,133 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{solo} = \frac{N_{Ed,b}}{A'} = \frac{10698,879}{35,133} = 304,525 \text{ kN / m}^2$$

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

$$R_1 = \frac{B}{2} \times L' \times \sigma_{solo} = \frac{7,5}{2} \times 7,232 \times 304,525 = 8258,718 \text{ kN}$$

$$F_{t,1} = \frac{R_1}{d} \times \left( \frac{B}{4} - a_0 \times (0,5 - k) \right)$$

$$F_{t,1} = \frac{8258,718}{1,718} \times \left( \frac{7,5}{4} - 4,32 \times (0,5 - 0,189) \right) = 2554,915 \text{ kN}$$

$$R_2 = \left( B' - \frac{B}{2} \right) \times L' \times \sigma_{solo} = \left( 4,858 - \frac{7,50}{2} \right) \times 7,232 \times 304,525 = 2440,176 \text{ kN}$$

$$F_{t,2} = \frac{R_2}{d} \times \left( \frac{B - B'/2}{4} + a_0 \times (0,5 - k) \right)$$

$$F_{t,2} = \frac{2440,176}{1,718} \times \left( \frac{7,50 - (4,858 / 2)}{4} + 4,32 \times (0,5 - 0,189) \right) = 2380,506 \text{ kN}$$

$$F_t = \max \{ F_{t,1}; F_{t,2} \} = \max \{ 2554,915; 2380,506 \} = 2554,915 \text{ kN}$$

Aplicando por fim a expressão apresentada inicialmente tem-se:

$$A^+_{s,x} = \frac{F_t}{f_{syd} \times L'}$$

$$A^+_{s,x} = \frac{2554,915}{43,5 \times 7,232} = 8,12 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se, para a face inferior:

$$A^+_{s,x} = \text{Ø}25 / 10,20 (24,54 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

### Armaduras superiores na direção X

Para determinar a armadura superior admitiu-se uma consola, que contempla a parte livre da sapata acrescida de 0,50 metros, sujeita ao peso próprio da sapata e do terreno que está sobre ela.

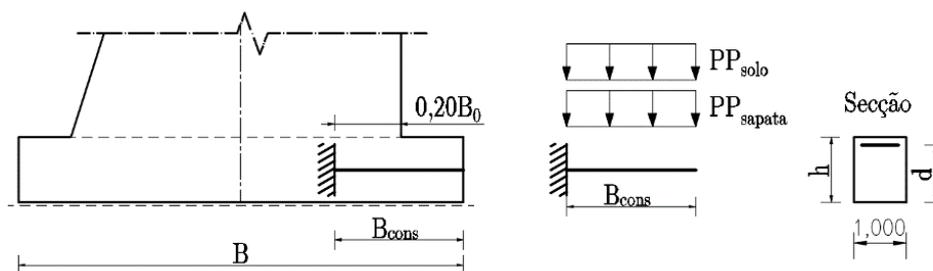


Figura 47 - Modelo de cálculo das armaduras da face superior na direção X

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

$$PP_{sapata} = \gamma_{d, BA} \times h = 25 \times 1,80 = 45,000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$PP_{solo} = \gamma_{d, solo} \times h_{solo} = 19,00 \times 4,20 = 79,800 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O momento gerado por estas cargas é o seguinte:

$$M_{Ed, y} = \gamma_G \times (PP_{sapata} + PP_{solo}) \times \frac{\left( \frac{B - B_{inf}}{2} + 0,50 \right)^2}{2}$$

$$M_{Ed, y} = 1,000 \times (45,000 + 79,800) \times \frac{\left( \frac{7,500 - 4,320}{2} + 0,50 \right)^2}{2} = 272,570 \text{ kNm} / \text{m}$$

Procedendo agora ao cálculo da armadura tem-se:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{272,570}{1,000 \times 1,718^2 \times 20 \times 10^3} = 0,005;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005} = 0,005;$$

$$A_{s, calc} = \omega \times b \times d \times \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,005 \times 1,000 \times 1,718 \times \left( \frac{20}{435} \right) \right] \times 10^4 = 3,95 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se para a face superior:  $A_{s, x}^- = \varnothing 16 / 0,20 \text{ (} 10,05 \text{ cm}^2 / \text{m) .}$

## ii) Direção transversal ou direção Y

Foi considerado, tal como para o caso das fundações diretas dos pilares, um modelo de barra simplesmente apoiada. No modelo admitido atuam o peso próprio da sapata e do terreno, as cargas que os apoios descarregam e a diagrama que traduz a reação do terreno às cargas aplicadas.

$$\sigma_{\max, y} = \frac{N_{Ed, b}}{B' \times (L - 2 \times ex_L)} = \frac{8168,879}{4,858 \times (7,5 - 2 \times 0,134)} = 232,510 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O valor da tensão máxima:

$$\sigma_{\max} = 232,510 \times 7,500 = 1743,83 \text{ kN} / m$$

Peso próprio da sapata e do terreno:

$$PP_{\text{sapata}} = \gamma_{d, BA} \times h \times B = 25 \times 1,80 \times 7,50 = 337,500 \text{ kN} / m$$

$$PP_{\text{solo}} = \gamma_{d, \text{solo}} \times h_{\text{solo}} \times B = 19,00 \times 4,20 \times 7,50 = 598,500 \text{ kN} / m$$

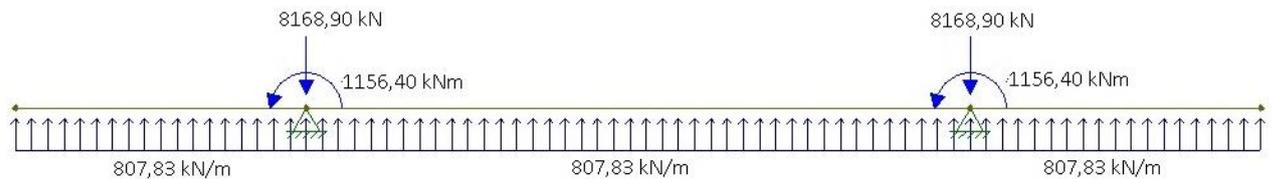


Figura 48 - Modelo de cálculo

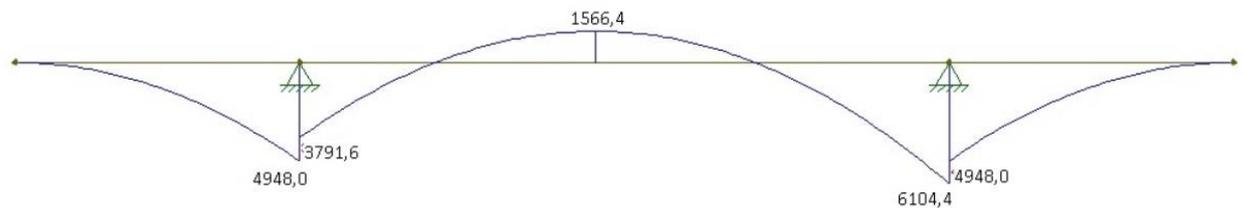


Figura 49 - Diagrama de momentos fletores

### Armaduras inferiores na direção Y

O momento atuante obtido do modelo ocorre na secção de ligação com um dos pilares:

$$M_{Ed, x} = 6104,400 / 7,50 = 813,920 \text{ kNm} / m.$$

De seguida apresenta-se o cálculo da armadura:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{813,920}{1,000 \times 1,718^2 \times 20 \times 10^3} = 0,014;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014} = 0,014;$$

$$A_{s, \text{calc}} = \omega \times b \times d \times \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,014 \times 1,000 \times 1,718 \times \left( \frac{20}{435} \right) \right] \times 10^4 = 11,06 \text{ cm}^2 / m$$

Adotou-se:  $A_{s, y} = \emptyset 20 / 0,20 (15,71 \text{ cm}^2 / m)$ .

### Armaduras superiores na direção Y

O momento atuante obtido do modelo ocorre entre pilares:

$$M_{Ed, x} = 1566,400 / 7,50 = 208,853 \text{ kNm} / m.$$

De seguida apresenta-se o cálculo da armadura:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{208,853}{1,000 \times 1,718^2 \times 20 \times 10^3} = 0,004;$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004} = 0,004;$$

$$A_{s, calc} = \omega \times b \times d \times \left( \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \right) = \left[ 0,004 \times 1,000 \times 1,718 \times \left( \frac{20}{435} \right) \right] \times 10^4 = 3,16 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotou-se para a face superior:

$$A_{s, y}^- = \emptyset 20 / 0,20 \left( 15,71 \text{ cm}^2 / \text{m} \right).$$

### Muro de avenida

A dimensão dos muros de avenida é pequena e estes não se encontram sujeitos a esforços elevados. Assumindo este pressuposto, adota-se armaduras correntes para o elemento.

### 3.10 Aparelhos de apoio e juntas de dilatação

O viaduto dispõe de aparelhos de apoio nomeadamente nos pilares P1, P5 e P6 e nos encontros (E1 e E2). Quanto às juntas de dilatação, estas 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.

Para o efeito, os deslocamentos devidos à retração e fluência foram obtidos da seguinte forma:

$$\delta_{F+R} = \alpha \times \Delta T \times L$$

Em que:

$\alpha$  – Coeficiente de dilatação térmica do betão,  $\alpha = 10^{-5} \text{ C}^{-1}$ ;

$\Delta T$  – Variação de temperatura equivalente aos efeitos de retração e fluência;

$L$  – Distância do ponto onde se pretende conhecer o deslocamento ao centro de rigidez.

Do anterior cálculo obtiveram-se os resultados apresentados na tabela abaixo:

**Tabela 23 - Deslocamento longitudinal devido aos efeitos diferidos de fluência e retração**

Apoio	$\alpha[°C^{-1}]$	$\Delta T [°C]$	L [m]	$\delta_{C+S}$ [mm]
E1	1,00E-05	-50,291	167,16	-84,065
P1	1,00E-05	-58,031	135,16	-78,434
P5	1,00E-05	-58,031	24,84	-14,415
P6	1,00E-05	-58,031	64,84	-37,628
E2	1,00E-05	-50,562	96,84	-48,964

Os valores anteriores encontram-se calculados no Anexo N.

O sinal dos deslocamentos varia consoante seja dilatação ou encurtamento do tabuleiro, sendo que valor positivo correspondem a dilatação.

### 3.10.1. 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:

- a) Fixos;
- b) Deslizamento unidirecional;
- c) Deslizamento multidirecional.

Os aparelhos são escolhidos conforme as cargas e os deslocamentos a que serão sujeitos.

Neste viaduto serão instalados aparelhos de apoio do tipo fixo nos pilares P1, P5 e móveis de deslizamento unidirecional nos encontros E1 e E2 e pilar P6.

### Pilares

#### Pilar 1

- 1) Carregamentos calculados e adotados

**Tabela 24 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio dos pilares P1**

Carga calculada	Vertical					HT	HL
	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	4822,85	122,515	55,880	18,452	155,373	195,866	617,608
Min		-1530,697	-69,379	-29,834	-155,373	-195,866	-617,608
Carga adotada	Vertical					Horizontal transversal	
	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]	
Max	5000,00	150,00	60,00	20,00	175,00	200,00 650,00	
Min		-1600,00	-70,00	-30,00	-175,00	-200,00 -650,00	

## Pilar 5

### 1) Carregamentos calculados e adotados

Tabela 25 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio dos pilares P5

Carga calculada	Vertical					HT	HL
Tipo	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	4744,48	202,596	23,260	1,864	29,012	360,444	619,323
Min		-1598,998	-14,655	-2,766	-29,012	-360,444	-619,323
Carga adotada	Vertical					HT	HL
Tipo	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	5000,00	250,00	25,000	5,00	30,00	400,00	650,00
Min		-1600,00	-20,000	-5,00	-30,00	-400,00	-650,00

## Pilar 6

### 1) Carregamentos calculados e adotados

Tabela 26 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio dos pilares P6

Carga calculada	Vertical					HT	HL
Tipo	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	4821,05	148,111	80,820	0,000	86,193	658,915	0,000
Min		-1548,569	-71,634	0,000	-86,193	-658,915	0,000
Carga adotada	Vertical					HT	HL
Tipo	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	5000,00	150,00	85,00	5,00	90,00	700,00	-
Min		-1600,00	-75,00	-5,00	-90,00	-700,00	-

### 2) Deslocamentos longitudinais

- Deslocamento máximo positivo:

$$\delta^+_{\max} = \delta_E + \Psi_{1,VUT} \times \delta^+_{VUT} = 109,210 + 0,5 \times 12,540 = 115,480 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta^+_{\max} = 120 \text{ mm}$$

- Deslocamento máximo negativo:

$$\delta^-_{\max} = \delta_{F+R} - \delta_E - \Psi_{1,VUT} \times \delta^-_{VUT} = -78,434 - 109,210 - 0,5 \times 12,540 = -193,910 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta^-_{\max} = 200 \text{ mm}$$

## Encontros

### Encontro E1

#### 1) Carregamentos calculados e adotados

**Tabela 27 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio do encontro E1**

Carga calculada	Vertical					HT
Tipo	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	2866,834	1438,189	242,302	24,616	0,300	204,464
Min		-245,049	-121,151	-24,616	-0,300	-204,464
Carga adotada	Vertical					Horizontal transversal
Tipo	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	3000,00	1500,00	250,00	30,00	5,00	250,00
Min		-250,00	-150,00	-30,00	-5,00	-250,00

#### 2) Deslocamentos longitudinais

- Deslocamento máximo positivo:

$$\delta^+_{\max} = \delta_E + \Psi_{1,VUT} \times \delta^+_{VUT} = 109,210 + 0,5 \times 12,540 = 115,480 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta^+_{\max} = 120 \text{ mm}$$

- Deslocamento máximo negativo:

$$\delta^-_{\max} = \delta_{F+R} - \delta_E - \Psi_{1,VUT} \times \delta^-_{VUT} =$$

$$-84,065 - 109,210 - 0,5 \times 12,540 = -199,550 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta^-_{\max} = 200 \text{ mm}$$

### Encontro E2

#### 1) Carregamentos calculados e adotados

**Tabela 28 - Carregamentos calculados e adotados para os aparelhos de apoio do encontro E2**

Carga calculada	Vertical					HT
Tipo	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	2871,414	1438,189	250,266	24,619	0,303	203,593
Min		-245,049	-125,133	-24,619	-0,303	-203,593
Carga adotada	Vertical					Horizontal transversal
Tipo	CP [kN]	SC [kN]	VDT [kN]	VUT [kN]	E [kN]	E [kN]
Max	3000,00	1500,00	250,00	30,00	5,00	250,00
Min		-250,00	-150,00	-30,00	-5,00	-250,00

#### 2) Deslocamentos longitudinais

- Deslocamento máximo positivo:

$$\delta^+_{\max} = \delta_E + \Psi_{1,VUT} \times \delta^+_{VUT} = 109,210 + 0,5 \times 12,540 = 115,480 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se } \delta^+_{\max} = 120 \text{ mm}$$

- Deslocamento máximo negativo:

$$\delta_{\max}^- = \delta_{F+R} - \delta_E - \Psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^- = -48,964 - 109,210 - 0,5 \times 12,540 = -164,444 \text{ mm}$$

Adota-se  $\delta_{\max}^+ = 170 \text{ mm}$

### 3.10.2 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. Estes são instalados em ambos os encontros.

#### Encontro E1

Foi utilizada a combinação rara de ações.

- Deslocamento máximo positivo:

$$\delta_{\max}^+ = 0,5 \times \delta_E + \Psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ = 0,5 \times 109,210 + 0,5 \times 12,540 = 60,880 \text{ mm}$$

Adota-se  $\delta_{\max}^+ = 65 \text{ mm}$

- Deslocamento máximo negativo:

$$\delta_{\max}^- = \delta_{F+R} - 0,5 \times \delta_E - \Psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^- = -84,065 - 0,5 \times 109,210 - 0,5 \times 12,540 = -144,940 \text{ mm}$$

Adota-se  $\delta_{\max}^+ = 150 \text{ mm}$

Contabilizou-se metade do valor da ação sísmica, pois a junta de dilatação é um equipamento de fácil substituição, assumindo-se assim que em caso de ocorrência de sismo, estas possam sofrer danos.

Com intuito de prevenir choques entre o tabuleiro e o encontro na ocorrência de um sismo, a junta de dilatação deve ter uma largura de  $a_0 = \delta_E = 110 \text{ mm}$ .

#### Encontro E2

Foi utilizada a combinação rara de ações.

- Deslocamento máximo positivo:

$$\delta_{\max}^+ = 0,5 \times \delta_E + \Psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^+ = 0,5 \times 109,210 + 0,5 \times 12,540 = 60,880 \text{ mm}$$

Adota-se  $\delta_{\max}^+ = 65 \text{ mm}$

- Deslocamento máximo negativo:

$$\delta_{\max}^- = \delta_{F+R} - 0,5 \times \delta_E - \Psi_{1,VUT} \times \delta_{VUT}^- = -48,964 - 0,5 \times 109,210 - 0,5 \times 12,540 = -109,840 \text{ mm}$$

Adota-se  $\delta_{\max}^+ = 115 \text{ mm}$

A junta de dilatação deve ter uma largura de  $a_0 = \delta_E = 110 \text{ mm}$ .



## 4 Conclusão

O projeto de execução apresenta sempre maior rigor comparativamente ao estudo prévio, pois este último é feito através de um processo de cálculo com recurso a métodos simplificados.

Este projeto de execução observou as normas legais em vigor nomeadamente o RSA, o REBAP, a EN 1992-1-1 Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão Armado, a EN 1997-1 Projeto Geotécnico e a EN 1998-5 Eurocódigo 8 Projeto de estruturas para resistência ao sismo.

Observou-se que a ação da sobrecarga rodoviária é a ação condicionante para o dimensionamento do tabuleiro. Enquanto que, na análise aos pilares, encontros e as suas respetivas fundações, verificou-se que a ação variável condicionante é a ação sísmica.

Devido às alterações efetuadas no projeto de execução relativamente ao estudo prévio, não foi possível fazer uma comparação rigorosa, embora se possa concluir que os cálculos efetuados no estudo prévio, nomeadamente no pré-esforço e na verificação da segurança do tabuleiro, os valores obtidos com recurso aos modelos simplificados, confirmam a utilidade para efeitos de estimativa expedita.

Foi possível aplicar neste projeto de execução grande parte dos conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico.



## Bibliografia

NP EN 1990 – Bases para o projecto de estruturas (Eurocódigo 0);

NP EN 1992 – Projeto de estruturas de betão (Eurocódigo 2);

NP EN 1997 – Projecto geotécnico (Eurocódigo 7);

NP EN 1998 – Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos (Eurocódigo 8);

Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado” (1983) – REBAP;

Decreto-Lei nº235/83 de 31 de Maio; “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” (1983) – RSA;

JACINTO, Luciano. (2007). Folhas da disciplina de Betão Estrutural III. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Disponível em: <https://drive.google.com/file/d/1R2nFTbETV-P-ctTy96NbcQt9fhDJkjg/view> ;

GORGULHO, Prof. António Sousa – Folhas da disciplina de Betão Estrutural II, versão atualizada segundo o EC2;

Despacho Normativo nº 21/2019 de 17 de Setembro.



## Anexos