



Comportamento de escoramentos metálicos em contenções periféricas em meio urbano

Estudo de caso – Edifício Av. 24 julho, Lisboa

Rodrigo Tendeiro de Sá Pedroso

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador

Professor Alexandre da Luz Pinto

Júri

Presidente: Professor Doutor Orlando José Barreiros D'Almeida Pereira

Orientador: Professor Alexandre da Luz Pinto

Vogais: Professora Doutora Teresa Maria Bodas de Araújo Freitas e

Professor Doutor José Manuel De Matos Noronha da Câmara

Novembro de 2021

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Agradecimentos

Quero expressar o meu sincero agradecimento a todas as pessoas que me ajudaram a concluir esta dissertação, sem as quais não teria sido tão fácil chegar até aqui.

Em primeiro lugar, um obrigado especial ao meu orientador Alexandre Pinto pela forma fantástica como me ajudou a encontrar o tema certo para este trabalho, por todo o apoio incansável que sempre demonstrou e disponibilidade que ofereceu em partilhar muitos dos seus conhecimentos, com os quais aprendi bastante.

Agradecer-lhe também por me ter apresentado à Eng.^a Catarina Fartaria da empresa Jetsj. Um obrigado especial também a ela por toda a vontade e simpatia que demonstrou em ajudar-me neste processo, assim como todas as conversas que tivemos oportunidade de ter e que fizeram evoluir bastante os meus pontos de vista sobre os temas. Agradeço também ao Eng.^o Frederico Antunes pela ajuda e paciência que teve em explicar-me a obra alvo de estudo deste trabalho. Igualmente também ao Dono de Obra e ao empreiteiro pela permissão para as visitas à obra e para a utilização dos dados relativos ao comportamento da mesma.

Aproveito também para agradecer à Ana e à Rita do NDA pelo apoio que me têm dado desde há dois anos para cá, e para elas também dedico este trabalho.

Obrigado também aos meus amigos companheiros de curso, Gonçalo e Inês, pela vossa amizade e por me terem influenciado a ser um aluno e uma pessoa cada vez melhor.

Por fim, o meu maior agradecimento: à minha família. À Marta, aos meus pais, à minha Avó Lena e à minha Tia Carmo, ao meu Tio Nuno, à minha Tia Ana. Esta dissertação e esta viagem que estou prestes a completar é para vocês. Muito obrigado por serem quem são.

Resumo

O presente trabalho trata do estudo do comportamento de escoramentos metálicos como parte integrante de soluções de contenção periféricas, tendo em conta o grande desenvolvimento que este tipo de estruturas tem conhecido ao longo dos anos no aproveitamento do espaço subterrâneo em contexto urbano.

O objetivo proposto inicialmente passa por compreender o impacto deste tipo de sistema de travamento no desempenho da estrutura de suporte implementada numa das obras da Avenida 24 julho, destinada à construção de um edifício residencial e hoteleiro de duas a três caves, essencialmente no que toca à evolução dos deslocamentos horizontais da cortina e dos esforços de compressão nas escoras à medida que avançam os trabalhos de escavação. A análise é desenvolvida com a ajuda simultânea dos programas de cálculo *SAP2000* e *Plaxis 2D*, tendo sido abordada, entre outras, em matéria de solução de projeto, a problemática do pré-esforço nos elementos de escoramento, depreendendo, sobretudo, o efeito prejudicial da sua não aplicação no comportamento em serviço da contenção.

Os resultados obtidos demonstraram que existe a oportunidade de equacionar um novo método construtivo consistindo na execução de cada laje dos pisos enterrados do edifício seguida da retirada do escoramento desse nível, pelo que se propõe uma solução que procura validar essa possibilidade, bastante mais interessante para a obra. Para além desse estudo, a dita solução levanta também uma discussão interessante a respeito da influência de uma redução de rigidez das escoras, concluindo que, mantendo os níveis de pré-esforço, torna-se vantajosa uma otimização da solução de travamento.

Palavras-chave

Estruturas de suporte flexíveis, escoramentos metálicos, pré-esforço, rigidez axial, encurvadura, construção de pisos enterrados

Abstract

This dissertation deals with the performance of steel strut bracing system of a flexible earth-retaining structure in a urban area.

The initial goal was to understand the impact of this system in a earth retaining diaphragm wall at Avenida 24 julho, Lisbon, intended for a residential and hotel building with two to three basements, important to control the horizontal displacements as well as the axial forces at the struts as the excavation works proceed. The analysis is carried out with the help of numerical programs *SAP2000* and *Plaxis 2D*, studying, in terms of design, the problem of prestressing steel elements, reaching the conclusion that, in case of no prestress, the performance of the earth retaining structure in service limit states is a lot more risky for the safety of the adjacent buildings.

The results also proof that there is an opportunity to change the initial constructive method in terms of timing of casting the basement after the removal of the strut, so for that a new solution that intends to evaluate the risk of the new method is presented. Furthermore, it is interesting to study the problem from a different point of view, which is the influence of less stiff supports in all levels, concluding that it turns out to be more advantageous, while applying the same prestress forces to optimize the horizontal behaviour of the structure.

Key-words

Flexible earth retaining structures, steel struts, prestress, axial stiffness, buckling effects, basement concrete slabs

Índice

1. Introdução	1
1.1. Justificação da escolha do tema	1
1.2. Objetivos.....	1
1.3. Estrutura da dissertação	2
2. Estruturas de suporte flexíveis – Fundamentos teóricos.....	3
2.1. Conceito geral	3
2.2. Cortinas escoradas.....	3
2.2.1. Modo de funcionamento	3
2.2.2. Pressões de terras	5
2.2.3. Análise por elementos finitos	7
2.2.4. O problema da rigidez	7
2.2.5. Importância do pré-esforço	9
2.2.6. Efeito da temperatura	10
2.3. Solução de parede moldada	11
2.4. Solução de escoramento metálico	12
3. Estudo de caso – Av. 24 julho, Lisboa.....	13
3.1. Enquadramento da intervenção	13
3.2. Principais condicionantes	14
3.3. Características geotécnicas	14
3.4. Plano de instrumentação e observação.....	16
3.5. Soluções executadas	17
4. Estudo da solução de projeto	19
4.1. Enquadramento inicial.....	19
4.2. Modelação do sistema de escoramento horizontal – <i>SAP2000</i>	20
4.2.1. Definição dos materiais	20
4.2.2. Geometria do modelo	20
4.2.3. Ações a considerar.....	22
4.2.4. Determinação da rigidez horizontal equivalente	23
4.3. Modelação da estrutura de contenção vertical – <i>Plaxis 2D</i>	24
4.3.1. Descrição dos materiais	24

4.3.1.1.	Caracterização do terreno	24
4.3.1.2.	Caracterização da parede moldada	25
4.3.1.3.	Caracterização das escoras	26
4.3.1.4.	Caracterização do edifício adjacente	26
4.3.2.	Geometria do modelo	27
4.3.3.	Faseamento construtivo	29
4.4.	Análise de resultados	30
4.4.1.	Deslocamentos	30
4.4.2.	Esforços na contenção	33
4.4.3.	Esforços axiais no escoramento	35
4.5.	Cálculos de previsão	37
4.5.1.	Estudo da substituição dos escoramentos pelas lajes	37
4.5.1.1.	Caracterização das lajes	37
4.5.1.2.	Faseamento construtivo	38
4.5.1.3.	Breve discussão dos resultados	39
4.5.2.	Estudo da variação da rigidez de flexão da cortina	40
4.5.2.1.	Efeitos na contenção	40
4.5.2.2.	Efeitos no escoramento	42
4.5.3.	Estudo da importância da redução do pré-esforço das escoras	42
4.5.3.1.	Efeitos na contenção	43
4.5.3.2.	Efeitos no escoramento	46
4.6.	Verificação de segurança do sistema de escoramento metálico – <i>Eurocódigo 3</i>	47
4.6.1.	Nota introdutória	47
4.6.2.	Perfis Horizontais – Caso 1	48
4.6.2.1.	Modelos de Cálculo	48
4.6.2.2.	Estado Limite Último – Resistência à Encurvadura	49
4.6.3.	Perfis Horizontais – Caso 2	53
4.6.3.1.	Modelos de Cálculo	53
4.6.3.2.	Estado Limite Último – Resistência à Encurvadura	54
4.6.4.	Perfis Verticais – Caso 3	55
4.6.4.1.	Modelos de Cálculo	55

4.6.4.2.	Estado Limite Último – Resistência à Encurvadura	58
4.6.5.	Estado Limite de Serviço – Deslocamentos Horizontais.....	59
5.	Solução proposta – Otimização da solução de projeto	61
5.1.	Enquadramento inicial	61
5.2.	Pré-dimensionamento das secções	61
5.3.	Novos parâmetros de rigidez	64
5.4.	Desempenho	64
5.4.1.	Discussão dos resultados	64
5.4.2.	Alteração do faseamento construtivo	67
5.4.2.1.	Conceito base.....	67
5.4.2.2.	Deslocamentos.....	67
5.4.2.3.	Esforços na contenção	69
5.4.2.4.	Esforços axiais no escoramento	70
5.5.	Verificação de segurança do sistema de escoramento metálico – <i>Eurocódigo 3</i>	72
5.5.1.	Estado limite último – Resistência à encurvadura	72
5.5.2.	Estado limite de serviço – Deslocamentos horizontais	73
6.	Análise comparativa de soluções	75
6.1.	Aspetos técnicos	75
6.2.	Aspetos económicos	76
7.	Considerações finais.....	79
7.1.	Conclusões.....	79
7.2.	Desenvolvimentos futuros	79
	Referências Bibliográficas	i
	Anexos.....	iv
	Anexo I.....	iv
	Anexo II.....	iv
	Anexo III.....	v
	Anexo IV	v
	Anexo V	vi
	Anexo VI	vii
	Anexo VII	viii

Anexo VIII	ix
Anexo IX	x
Anexo X	xi
Anexo XI	xii
Anexo XII	xii

Índice de tabelas

Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios SPT	15
Tabela 4.1 – Parâmetros dos elementos de aço e betão armado	20
Tabela 4.2 – Parâmetros da rigidez horizontal equivalente do sistema de escoramento	23
Tabela 4.3 – Parâmetros usados na modelação do terreno	25
Tabela 4.4 – Parâmetros usados na modelação das lajes e paredes do edifício adjacente.....	27
Tabela 4.5 – Cargas de pré-esforço usadas na modelação	30
Tabela 4.6 – Comparação dos deslocamentos horizontais: Instrumentação vs. Modelação.....	33
Tabela 4.7 – Esforços máximos em cada nível de travamento	36
Tabela 4.8 – Parâmetros das lajes dos pisos enterrados	38
Tabela 4.9 – Comparação dos esforços axiais máximos no escoramento: Espessura 50cm vs. Espessura de 40cm.....	42
Tabela 4.10 – Cargas distribuídas sobre as escoras para efeitos de dimensionamento dos perfis verticais	57
Tabela 5.1 – Valores de pré-dimensionamento da solução proposta.....	62
Tabela 5.2 – Parâmetros da rigidez horizontal equivalente do sistema de escoramento	64
Tabela 5.3 – Esforços máximos em cada nível de travamento	66
Tabela 6.1 – Análise económica das duas soluções	77

Índice de figuras

Figura 2.1 – Movimento típico duma cortina escorada. Adaptado de [8]	5
Figura 2.2 – Distribuição de pressões no tardo em função dos deslocamentos da cortina: Solo de boas características mecânicas (à esquerda); Solo argiloso mole (à direita) [4]	5
Figura 2.3 – Diagramas de Terzaghi e Peck [6].....	6
Figura 2.4 – Rigidez teórica vs. Rigidez efetiva [9]	8
Figura 2.5 – Valores da razão entre a rigidez efetiva e a rigidez teórica [8].....	8
Figura 2.6 – Rigidez teórica vs. Rigidez efetiva (com pré-esforço) [9]	9
Figura 2.7 – Influência duma variação de temperatura Δt nos deslocamentos e esforços de compressão da escora. Adaptado de [9]	11
Figura 3.1 – Identificação do lote a intervencionar. Adaptado de [16].....	13
Figura 3.2 – Enquadramento visual da estrutura de suporte a sul do lote	13
Figura 3.3 – Cenário geológico-geotécnico previsto. Adaptado de [18]	15
Figura 3.4 – Caracterização base dos parâmetros geotécnicos [16].....	16
Figura 3.5 – Critérios de alerta e alarme [16].....	17
Figura 3.6 – Cenário construtivo da zona norte da escavação (à esquerda); Folga da ligação necessária à colocação do macaco para aplicação de pré-esforço (à direita).....	18
Figura 3.7 – Vista geral da obra	18
Figura 4.1 – Representação esquemática das secções da obra a analisar: Em planta (à esquerda); em corte (à direita).....	19
Figura 4.2 – Modelos de cálculo do <i>SAP2000</i> : Primeiro, segundo e terceiro nível de travamento	21
Figura 4.3 – Deformada obtida para efeitos de cálculo da rigidez do escoramento.....	24
Figura 4.4 – Esquema representativo das dimensões dos modelos: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	28
Figura 4.5 – Modelos de cálculo do <i>Plaxis 2D</i> : Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	28
Figura 4.6 – Faseamento construtivo até a chegada à base da escavação: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	30
Figura 4.7 – Deformada na fase final de escavação: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	31
Figura 4.8 – Evolução dos deslocamentos horizontais: Secção 1.....	31
Figura 4.9 – Evolução dos deslocamentos horizontais: Secção 2.....	32
Figura 4.10 – Envolvente de esforço axial: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	33
Figura 4.11 – Envolvente de esforço transversal: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	34
Figura 4.12 – Envolvente de momento fletor: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	34
Figura 4.13 – Evolução do esforço axial em cada nível de escoramento: Secção 1	35
Figura 4.14 – Evolução do esforço axial em cada nível de escoramento: Secção 2	35
Figura 4.15 – Diagrama de esforço axial: Primeiro, segundo e terceiro nível de travamento	37
Figura 4.16 – Novos incrementos ao faseamento construtivo: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	38

Figura 4.17 – Deslocamentos horizontais máximos: Secção 1 (à esquerda), Secção 2 (à direita)	39
Figura 4.18 – Envoltente de esforço transverso – Espessura de 40cm: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	40
Figura 4.19 – Envoltente de momento fletor – Espessura de 40cm: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	40
Figura 4.20 – Deslocamentos horizontais – Espessura de 40 centímetros: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	41
Figura 4.21 – Evolução dos deslocamentos horizontais – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 1	43
Figura 4.22 – Evolução dos deslocamentos horizontais – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 2	43
Figura 4.23 – Envoltente de esforço transverso – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	44
Figura 4.24 – Envoltente de momento fletor – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	45
Figura 4.25 – Evolução do esforço axial em cada nível de escoramento – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 2	46
Figura 4.26 – Evolução do esforço axial em cada nível de escoramento – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 1	46
Figura 4.27 – Caso 1: Zona da obra (à esquerda); Modelos de cálculo (à direita)	49
Figura 4.28 – Modos de encurvadura: Plano xz (à esquerda); Plano xy (à direita)	49
Figura 4.29 – Caso 1: Definição do coeficiente C1	51
Figura 4.30 – Pormenorização das ligações entre perfis da solução de canto	54
Figura 4.31 – Caso 2: Zona da obra (à esquerda); Modelos de cálculo (à direita)	54
Figura 4.32 – Caso 2: Modo de encurvadura	55
Figura 4.33 – Conceito de carga distribuída equivalente como substituição do efeito geometricamente não linear da escora	56
Figura 4.34 – Modelo de Cálculo do Perfil Vertical: Zona 1 (à esquerda); Zona 2 (à direita)	58
Figura 4.35 – Verificação dos deslocamentos máximos da cortina: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	60
Figura 5.1 – Modelos de cálculo do SAP2000: Primeiro, segundo e terceiro nível de travamento	63
Figura 5.2 – Deformada obtida para efeitos de cálculo da rigidez do escoramento	64
Figura 5.3 – Deslocamentos horizontais na última fase de escavação: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	65
Figura 5.4 – Envoltente de esforço transverso: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	65
Figura 5.5 – Envoltente de momento fletor: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	66
Figura 5.6 – Novos incrementos ao faseamento construtivo: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	67

Figura 5.7 – Evolução dos deslocamentos horizontais da cortina desde o fim da escavação até à retirada completa do escoramento: Secção 1.....	68
Figura 5.8 – Evolução dos deslocamentos horizontais da cortina desde o fim da escavação até à retirada completa do escoramento: Secção 2.....	68
Figura 5.9 – Envolvente de esforço transverso: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita) ..	69
Figura 5.10 – Envolvente de momento fletor: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	70
Figura 5.11 – Verificação dos deslocamentos máximos da cortina: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)	73

Simbologia

E.L.U.	estado limite último
E.L.S.	estado limite de serviço
EA	rigidez axial
EI	rigidez de flexão
K	rigidez horizontal equivalente
E	módulo de elasticidade
A	área da secção transversal
PE	carga de pré-esforço
Δt	variação de temperatura positiva
N _{spt}	número de pancadas do ensaio SPT
f _{cd}	tensão de rotura do betão à compressão
f _{yd}	tensão de cedência do aço
d	deslocamento médio da <i>frame</i>
T	temperatura média no verão
T ₀	temperatura inicial
T _{máx}	temperatura máxima do ar à sombra
w	peso do elemento <i>plate</i>
K ₀	coeficiente de impulso em repouso
K _a	coeficiente de impulso ativo
C _u	coesão não drenada
C' _{ref}	coesão drenada efetiva
E ₅₀ ^{ref}	módulo de deformabilidade secante em estado triaxial para uma tensão de referência de 100kPa
E _{oed} ^{ref}	módulo de deformabilidade edométrico para uma tensão de referência de 100kPa
E _{ur} ^{ref}	módulo de deformabilidade na descarga/recarga para uma tensão de referência de 100kPa
m (power)	expoente da tensão aplicada ao terreno
R _{inter}	resistência da interface
ped	carga distribuída devido ao peso próprio
peq	carga distribuída equivalente aos efeitos de 2ª ordem
N _{sd}	valor de cálculo do esforço normal atuante
N _{pl}	valor de cálculo do esforço normal de plastificação
M _{ed}	valor de cálculo do momento fletor atuante
M _{ply}	valor de cálculo do momento fletor de plastificação segundo o eixo y
M _{cr}	momento crítico
e ₀	imperfeição geométrica inicial
R	reação de apoio

I_y	inércia da secção segundo o eixo y
I_z	inércia da secção segundo o eixo z
I_t	inércia de torção da secção
l_w	constante de empenamento
$L_{cr,y}$	comprimento de encurvadura da coluna segundo o eixo y
$L_{cr,z}$	comprimento de encurvadura da coluna segundo o eixo z
$N_{cr,y}$	carga crítica da coluna segundo o eixo y
$N_{cr,z}$	carga crítica da coluna segundo o eixo z
n_y	relação do esforço normal atuante com o valor de cálculo resistente da coluna segundo o eixo y
n_z	relação do esforço normal atuante com o valor de cálculo resistente da coluna segundo o eixo z
m_y	relação do momento fletor atuante com o valor de cálculo resistente da viga
k	coeficiente relativo ao comprimento de encurvadura da viga
k_w	coeficiente de empenamento
z_j	fator de assimetria da secção transversal
z_g	fator do ponto de aplicação da carga face ao centro de corte da secção transversal
C_1	coeficiente de momento uniforme
C_{my}	fator equivalente a uma distribuição de momentos uniforme da coluna segundo o eixo y
C_{mLT}	fator equivalente a uma distribuição de momentos uniforme da viga
k_{yy}	coeficiente de interação viga-coluna segundo o eixo y da coluna
k_{zy}	coeficiente de interação viga-coluna segundo o eixo z da coluna
C_1	conjunto 1 de perfis da solução proposta
C_2	conjunto 2 de perfis da solução proposta
C_3	conjunto 3 de perfis da solução proposta
A_{min}	área mínima da secção
i_{min}	raio de giração mínimo
L_0	comprimento de encurvadura da coluna
α	coeficiente de dilatação térmica linear
ϕ'	ângulo de atrito interno
ψ	ângulo de dilatância
γ	peso volúmico do solo
γ_{sat}	peso volúmico do solo saturado
γ_{unsat}	peso volúmico do solo não saturado
ν	coeficiente de Poisson
λ_y	esbelteza normalizada da coluna segundo o eixo y
λ_z	esbelteza normalizada da coluna segundo o eixo z
α	fator de imperfeição

χ_y	fator de redução da coluna segundo o eixo y
χ_z	fator de redução da coluna segundo o eixo z
χ_{LT}	fator de redução da viga
δ_{adm}	deslocamento horizontal máximo admissível
$\delta_{máx}$	deslocamento horizontal máximo

1. INTRODUÇÃO

1.1. Justificação da escolha do tema

A tendência da centralização das populações nas grandes cidades constitui uma problemática geral que, cada vez mais, requer a máxima atenção por parte dos engenheiros civis no desenvolvimento de novas soluções que deem resposta às necessidades do aumento dos níveis de qualidade de vida da sociedade, tendo a geotecnia um papel cada vez mais determinante.

Acompanhada da valorização extraordinária dos terrenos e do aumento do tráfego em meio urbano, hoje é quase impensável construir nestes centros sem o devido aproveitamento do espaço subterrâneo, quer seja para a execução de parques de estacionamento ou de novas vias de comunicação. Nesse sentido, tem-se notado o aumento do número de escavações realizadas em áreas muito limitadas e condicionadas. A referida envolvente exige que o solo seja escavado na vertical, atingindo grandes profundidades e atravessando muitas vezes terrenos pouco competentes, pelo que a atitude correta deverá passar por projetar estruturas de suporte que permitam o avanço desses trabalhos numa forma segura e eficaz.

Uma peça fundamental para o bom funcionamento deste tipo de estruturas diz respeito às condições em que estas ficarão provisoriamente apoiadas no decurso do processo de escavação, habitualmente materializadas por escoramentos metálicos em obras que estejam inseridas em zonas densas que impeçam a execução de ancoragens como alternativa de travamento, cenário que é corrente em grandes cidades como Lisboa ou Porto.

Desta forma, o tema escolhido vai ao encontro das claras necessidades do setor da construção, sobretudo nos centros urbanos, e pretende dar um pequeno passo em frente no conhecimento cada vez mais aprofundado do comportamento deste tipo de soluções.

1.2. Objetivos

O objetivo inicialmente delineado passava por estudar e compreender o desempenho dos elementos de escoramento e os efeitos que estes podem causar numa estrutura de contenção periférica, realizada, preferencialmente, em meio urbano, aproveitando uma obra nestas condições que permitisse modelar o problema e trabalhar num contexto prático.

Surgiu a oportunidade de estudar uma obra na zona ribeirinha de Lisboa, na Avenida 24 julho, que utilizou um sistema de escoramento de vigas metálicas pré-esforçadas como travamento horizontal da parede de contenção, o que permitiu dar aso à possibilidade de avaliar também a influência do pré-esforço, em conjunto com a rigidez destes elementos, instalados em vários níveis em altura, na evolução dos deslocamentos do maciço suportado e dos esforços mobilizados na estrutura. Pretende-se, assim, aplicar os modelos de cálculo de elementos finitos de uso comum nas empresas que projetam este tipo de solução para clarificar os resultados do problema, e daí extrair algumas conclusões úteis para o projeto, nomeadamente no que respeita

ao processo construtivo da construção dos pisos enterrados do edifício de três caves que está em causa. O dimensionamento de uma solução alternativa de escoramento e a verificação da resistência dos seus elementos constituintes em E.L.U são temáticas que se pretende igualmente abordar.

1.3. Estrutura da dissertação

O trabalho é constituído por seis capítulos, sendo o presente capítulo o primeiro a ser apresentado numa lógica de enquadramento geral do tema e da estruturação do trabalho.

No Capítulo 2 abordam-se os fundamentos teóricos mais importantes para a compreensão do texto que se segue, nomeadamente os conceitos que estão por de trás das estruturas de suporte flexíveis, dando ênfase ao comportamento de cortinas escoradas, incluindo por fim duas breves referências às soluções de escoramento metálico e de paredes moldadas.

No Capítulo 3 é brevemente apresentado o estudo de um caso prático na Avenida 24 julho, em Lisboa, fazendo referência às principais condicionantes construtivas e geotécnicas, ao plano de instrumentação e observação adotado e às soluções executadas pertinentes para o estudo que segue.

O Capítulo 4 introduz aquilo que será o corpo principal da dissertação, com o desenvolvimento de um estudo aprofundado da solução projetada. Numa primeira análise é feita a modelação dos elementos da estrutura de suporte dispostos tanto na horizontal como na vertical, utilizando os programas de cálculo referenciados em cada ponto. Partindo destes, é feita uma avaliação que abrange vários aspetos ligados ao desempenho de toda a estrutura, onde se incluem alguns estudos paramétricos, finalizando com a verificação de segurança do sistema de escoramento.

O Capítulo 5 constitui, de igual forma, um ponto importante para que se cumpra um dos objetivos mais importantes, em que se propõe uma solução alternativa que tem por base a otimização do escoramento e do processo construtivo pensado inicialmente em projeto.

No Capítulo 6 é feito um estudo comparativo das duas soluções apresentadas, quer a nível do desempenho, quer a nível da economia.

Finalmente, no Capítulo 7, são tecidas as principais conclusões do trabalho, tendo sido cumpridos os objetivos propostos inicialmente, sugerindo, por fim, alguns desenvolvimentos futuros a propósito da temática do trabalho.

2. ESTRUTURAS DE SUPORTE FLEXÍVEIS – FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. Conceito geral

Uma estrutura de suporte é um tipo de estrutura que permite conter o terreno do lado oposto àquele em que é realizada uma escavação, cuja inclinação seja superior ao seu ângulo de atrito interno [1]. O Eurocódigo 7 [2] define mesmo como sendo qualquer estrutura que está sujeita a esforços mobilizados por força da ação desse material suportado, sendo essa interação caracterizada pela transmissão de cargas horizontais.

Ao contrário duma estrutura de suporte rígida, que funciona devido ao seu peso próprio, uma estrutura de suporte flexível resiste aos impulsos das terras sobretudo através da contribuição da sua rigidez de flexão, sendo a sua estabilidade assegurada em parte pelo seu comprimento enterrado e pelos seus apoios constituintes, materializados por escoras ou ancoragens, importantes pelo facto de a estrutura vertical ser especialmente caracterizada pela sua reduzida esbelteza [2]. O termo “cortina” será amplamente utilizado para a sua designação no texto que se segue.

Peck refere num dos seus trabalhos [3] que as deformações por flexão que esta sofre em serviço são suficientes para que as pressões do terreno que suporta se alterem em distribuição e grandeza, interferindo com os esforços gerados ao longo da sua altura e nos seus apoios. O dimensionamento torna-se, assim, num processo complexo correntemente designado por “problema de interação solo-estrutura”, que envolve a consideração de vários fatores e não apenas a aplicação de teoremas estáticos para o cálculo da estrutura.

2.2. Cortinas escoradas

No presente trabalho aborda-se a temática das estruturas de suporte flexíveis cujo conjunto é formado pela cortina e por escoras horizontais instaladas em vários níveis em altura.

2.2.1. Modo de funcionamento

O seu comportamento deve ser sobretudo avaliado com base nos esforços da cortina, nomeadamente momentos fletores; esforços axiais no escoramento e movimentos associados a deslocamentos horizontais para o interior da escavação e a assentamentos do terreno no tardo da contenção [4].

Terzaghi [1] sublinha que o sucesso de uma escavação nas condições de suporte referidas é medido por dois estados limites cuja probabilidade de ocorrência é maior: em primeiro lugar, em E.L.U, os apoios estarem dimensionados de tal forma a que evitem a rotura estrutural dos seus elementos; como também, em E.L.S, garantir que os deslocamentos do maciço suportado não provocam assentamentos consideráveis nas construções vizinhas por forma a que possam comprometer a sua segurança.

O autor demonstra ainda a importância destes critérios através de dois exemplos de casos reais em que ocorreram tais problemas, um que envolveu o colapso de parte da escavação do túnel do metro da cidade de Berlim, uma vez que as escoras estavam calculadas para resistir às pressões de terras estimadas de forma errada, e outro com a ocorrência de movimentos do solo que gravemente provocaram danos num monumento sensível perto uma escavação profunda na cidade de Washington D.C.

O primeiro critério é relevante no sentido em que a ocorrência de eventuais irregularidades nas pressões de terras do tardo não produzem um impacto significativo que possa levar à rotura da cortina, o que pelo contrário, nas escoras, uma vez que funcionam em separado umas das outras, a rotura individual de cada uma pode acontecer com maior probabilidade, sujeitando nesse caso as restantes a uma carga axial para a qual não foram dimensionadas, originando o colapso da estrutura de suporte [1].

O segundo critério referido apresenta particular importância uma vez que as escavações escoradas são, dum modo geral, realizadas em contexto em que existem nas proximidades estruturas sensíveis a deslocamentos devido aos movimentos do solo suportado, intrinsecamente relacionados com os deslocamentos horizontais da cortina, pelo que estes deverão ser minimizados, se necessário, colocando em prática algumas das estratégias em torno do faseamento construtivo adotado [5].

A profundidade escavada abaixo de cada nível de escoras influencia a grandeza do perfil de deslocamentos final aquando da chegada ao fundo da escavação, no sentido em que, quanto menor for a quantidade de escavada que antecede a instalação da escora, menor serão esses deslocamentos. No entanto, esta ideia não deverá implicar grandes quebras de produtividade nos trabalhos e grandes diferenças de custos associadas ao maior número de escoras, pelo que deverá ser encontrado um ponto de equilíbrio entre as duas situações [5].

Frequentemente as escoras são dispostas em vários níveis em altura e apoiadas nas duas faces opostas da escavação quando a geometria em planta da escavação apresenta uma dimensão muito superior à outra [6]. Não sendo esse o caso, quando a área do recinto é já significativa, poderá vir a ser equacionada uma solução auxiliar de barretas de reação orientadas na perpendicular à cortina segundo o seu plano de maior rigidez, exemplo que teve lugar em 2019 na obra de escavação da EXEO Office Campus no Parque das Nações [7].

O movimento típico duma cortina multi-escorada pode ser caracterizado por uma rotação em torno do topo com uma curvatura dirigida para o interior da escavação [8]. No topo da contenção o movimento do solo é restrito a uma quantidade muito pequena devido ao timing da colocação do primeiro nível de escoras, onde, até então, não se registam praticamente quaisquer alterações no estado de tensão do terreno a conter devido à escavação [1]. Concluída a primeira escavação, o estado de tensão no maciço subjacente caminhou no sentido do estado passivo, com esse terreno a exercer força sobre a cortina, provocando um estado de tensão no solo superior ao de repouso. Quando a segunda porção de terreno é retirado, essas tensões vão-se libertar e

provocar uma deformada da cortina para o interior da escavação, aumentando a deformabilidade do maciço [9]. Colocado o segundo nível de escoras, a fase seguinte de escavação vai provocar novos movimentos da cortina, e assim sucessivamente. A Figura 2.1 ilustra a deformada expectável da cortina no final do processo de escavação.

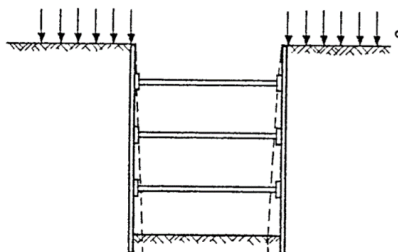


Figura 2.1 – Movimento típico duma cortina escorada. Adaptado de [8]

2.2.2. Pressões de terras

O movimento da estrutura representado na figura anterior vem demonstrar que as teorias clássicas de equilíbrio limite propostas por Rankine e Coulomb para os impulsos de terras não são diretamente aplicáveis naquelas condições [4].

A Figura 2.2 permite concluir que a verdadeira distribuição de pressões no tardoz difere do diagrama triangular de Rankine, sendo esta controlada pelo chamado de “efeito de arco”. O fenómeno consiste numa redistribuição de tensões do solo em direção às zonas da cortina rigidamente apoiadas pelas escoras, originando pressões na parte superior que se aproximam do estado passivo, onde ocorrem os menores deslocamentos. Por outro lado, as tensões na parte inferior aliviam ao ponto de ser inferiores às pressões ativas, originando os maiores deslocamentos horizontais [4].

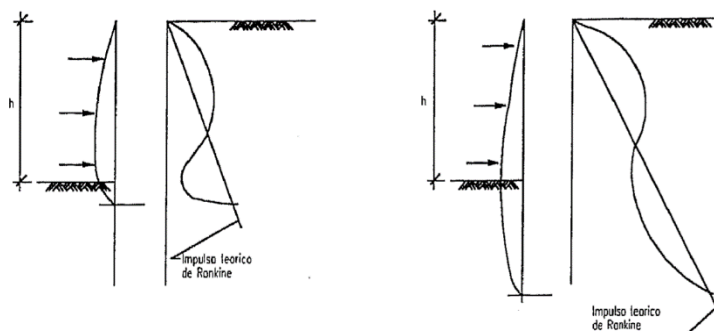


Figura 2.2 – Distribuição de pressões no tardoz em função dos deslocamentos da cortina: Solo de boas características mecânicas (à esquerda); Solo argiloso mole (à direita) [4]

A figura ilustra dois casos representados à mesma escala, contudo com diferentes deformações devido às características do maciço subjacente à escavação. No exemplo da esquerda, o solo mostra-se competente o suficiente para reduzir significativamente os deslocamentos da cortina ao longo da sua altura enterrada, originando uma rápida subida das pressões no tardoz nessa zona. À direita, pelo contrário, na presença de estratos argilosos moles, a deformada da cortina

acentua-se mais e redistribui, por efeito de arco, parte das tensões do solo subjacente para os níveis de cima mais rígidos, tornando a interação entre o solo e a cortina escorada num problema mais complexo, resultando num aumento dos esforços no escoramento [8].

Existe, no entanto, uma enorme incerteza relativa à resultante destas pressões aliada ao próprio processo construtivo. Fatores acidentais incontrolláveis como a variação local das características do solo suportado; o ritmo e a ordem dos trabalhos de escavação; o tempo que medeia o fim dum nível de escavação e a instalação da escora; a rigidez do próprio escoramento aliada à qualidade da mão-de-obra, etc., exigem que uma possível estratégia de dimensionamento do escoramento tenha que ser demonstrada com base em resultados de observação de casos práticos de obras de escavação suportadas por cortinas escoradas [1].

Sobre este assunto, Terzaghi [1] escreve: “Since about 1940, many sets of comprehensive measurements have been made in deep cuts in a wide variety of materials. (...) Most of the observations consist of measurements of the loads carried by the struts in a given vertical cross-section or in several cross-sections of a cut. (...) Because reliable direct measurements of the earth pressure against the sheeting have rarely been made, the magnitude and distribution of the earth pressure against the sheeting must be inferred from the strut loads.”

Quer isto dizer que, conhecendo os esforços mobilizados no escoramento, é possível deduzir os chamados diagramas de pressões aparentes, dividindo esse esforço pela área de influência da respetiva escora, que envolve a medição da sua distância às restantes na direção vertical e horizontal. Para ter em conta os fatores referidos acima, Terzaghi e Peck resumiram os resultados obtidos numa gama vasta de casos e determinaram uma envolvente que pode agora ser utilizada no sentido inverso e de forma conservativa, isto é, na estimativa das cargas instalas nas escoras num determinado tipo de solo [8]. Ressalva-se, portanto, que os diagramas representados na Figura 2.3 não representam as pressões que efetivamente atuam na cortina, notando que a diferença dos dois diagramas para argilas reside no número de estabilidade da base (N_b), devendo ser usado o diagrama do lado esquerdo quando o valor da resistência não drenada do solo (c_u) subjacente à base de escavação é relativamente baixo face ao peso total do terreno acima dessa, ou seja, quando o valor de N_b se encontra na ordem dos 5 a 6. A passagem para o diagrama do lado direito acontece quando os dois valores de tensão já se encontram mais próximos, para valores de N_b entre 2 e 4 [4].

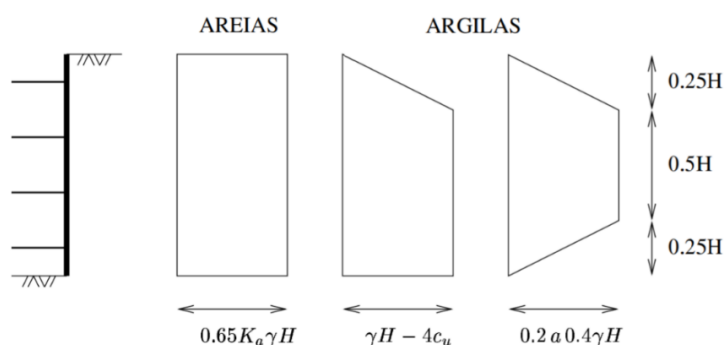


Figura 2.3 – Diagramas de Terzaghi e Peck [6]

2.2.3. Análise por elementos finitos

Ferreira Martins [10] relembra o enorme progresso que tem acontecido na área dos métodos numéricos no desenvolvimento de novas técnicas capazes de resolver problemas geotécnicos cada vez mais complexos, nomeadamente baseadas no método dos elementos finitos. O autor reconhece-lhe a vantagem de permitir uma abordagem ao problema por forma a que se entenda a evolução da resposta do terreno à medida que o processo de escavação vai avançando, dotando o projetista da capacidade de antecipar as causas de um eventual colapso da estrutura.

Matos Fernandes [8] denota também a importância do método sob vários pontos de vista. Em primeiro lugar, como já foi referido, a possibilidade que existe em simular as várias fases construtivas e estudar o desempenho da estrutura de suporte até a escavação atingir o seu ponto mais baixo, bem como a evolução dos movimentos associados ao próprio solo dos dois lados do corte. Também o uso de relações constitutivas em modelos numéricos aproximados permitem simular o comportamento do solo com maior ou menor precisão em função da qualidade dos resultados que se queira obter. Uma grande mais-valia do método como ferramenta de trabalho para os engenheiros projetistas é a capacidade de adaptar a solução concebida consoante o comportamento real que se verifica após a sua execução, caminhando sempre no sentido da aprendizagem e na aquisição de novos conhecimentos das obras.

Um dado muito importante para o desenvolvimento do presente trabalho é a possibilidade de estudar o mesmo problema envolvendo várias sucessões de fases construtivas e combinações de parâmetros que caracterizam o terreno e os elementos estruturais, nomeadamente da rigidez e do pré-esforço utilizado nos vários níveis de escoras, cuja influência será discutida de seguida.

2.2.4. O problema da rigidez

Instaladas as escoras, a grandeza dos deslocamentos horizontais da cortina passa a depender fundamentalmente de uma parcela que lhe está diretamente associada: a respetiva rigidez [8].

Em relação à última, o significado do termo “rigidez teórica” remete única e exclusivamente para as propriedades do material, onde se inclui a área da secção transversal (A) e o módulo de elasticidade (E). Considerando também o comprimento total da escora (L), a expressão que poderia ser utilizada na definição do parâmetro de rigidez (K) seria a da equação 2.1.

$$K = \frac{E \times A}{L} \quad (2.1)$$

No entanto, verifica-se, na prática, que a rigidez associada à escora varia substancialmente com o processo construtivo face ao valor teórico da expressão 2.1. À verdadeira rigidez, resultante num determinado instante desse processo, dá-se o nome de “rigidez efetiva” [8]. A Figura 2.4 mostra a dependência da rigidez efetiva do esforço normal de compressão instalado na escora, bem como a diferença que se verifica face ao diagrama teórico constante.

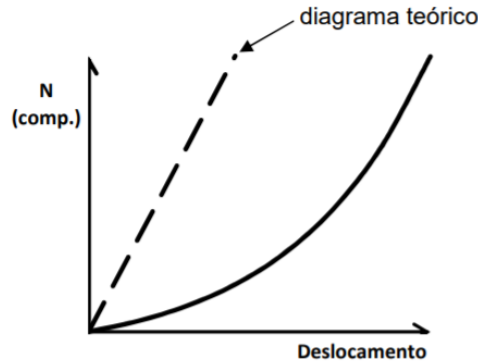


Figura 2.4 – Rigidez teórica vs. Rigidez efetiva [9]

Numa fase inicial, a rigidez efetiva é bastante inferior à rigidez teórica. Com o aumento da tensão na escora, observa-se um aumento gradual do valor efetivo, com a tangente da curva a aproximar-se cada vez mais do declive da reta teórica, até que chega a um ponto em que os dois praticamente coincidem no mesmo valor. A conclusão que se retira é que a rigidez da escora apenas atinge um valor próximo da sua rigidez teórica quando se atinge um certo valor do esforço axial.

Para uma maior sensibilidade dos valores praticados, recolhem-se na Figura 2.5 alguns dos resultados de casos documentados por parte de quatro autores acerca do intervalo de diferença que pode ocorrer entre as duas rigidezes.

REFERÊNCIAS	RIGIDEZ EFECTIVA / RIGIDEZ TEÓRICA (%)	Nº DE CASOS
PALMER E KENNEY (1972)	2 *	1
MIRANDA SOARES E RIBAS (1979)	10	1
HANSEN (1980)	5 a 65	6
O'ROURKE (1981)	44 a 75	3

Figura 2.5 – Valores da razão entre a rigidez efetiva e a rigidez teórica [8]

Nota-se, de facto, que a rigidez efetiva se pode distanciar em muito do valor teórico, sendo, no entanto, os dados apresentados por O'Rourke (1981) um pouco mais otimistas, mas que, ainda assim, provam que a rigidez efetiva dificilmente chegará a atingir números próximos da rigidez teórica.

Um dos impactos no comportamento da estrutura virá a ser o acréscimo nos deslocamentos da cortina para o interior da escavação se o cálculo for feito com base na hipótese de que as escoras conseguem mobilizar a sua rigidez teórica máxima ao longo de toda a escavação. Uma menor rigidez associada ao sistema conduz também a uma menor concentração de tensões junto das escoras, permitindo uma distribuição das pressões de terras que é favorável ao aumento dos momentos fletores positivos sobre a cortina [8].

Perdigão [5] explica, contudo, que o afastamento dos valores de rigidez é justificado pela existência de folgas ou elementos de menor rigidez nos pontos de ligação da escora à cortina. A rigidez das escoras torna-se, assim, uma variável do problema possível de ser resolvida se medidas forem tomadas no sentido de rigidificar essas ligações, com o intuito de maximizar a rigidez efetiva. Poderão ser colocados elementos de reforço nos pontos de contacto com a cortina, assim como, em contexto de obra, tentar colocar a escora com o máximo de cuidado possível para diminuir as folgas, ou até efetuar tratamentos da superfície de contacto de modo que a escora fique o mais encostada possível. Para além destas, existe uma outra técnica bastante mais eficaz, que consiste em pré-esforçar a escora.

2.2.5. Importância do pré-esforço

A utilização de pré-esforço em cortinas escoradas consiste em aplicar uma carga horizontal exterior sobre a escora de forma a empurrá-la contra o terreno, permitindo um melhor ajuste nas referidas ligações.

Uma grande vantagem desta técnica será discutida já de seguida, pelo que, por agora, interessa observar que o pré-esforço influencia favoravelmente o valor da rigidez efetiva da escora, uma vez que introduz no material uma tensão de compressão que permite que a carga instalada inicialmente suba para um patamar muito superior. À Figura 2.4 será, assim, adicionado um novo sistema de eixos com origem na ordenada correspondente à carga de pré-esforço (PE), pelo que se constata que a rigidez efetiva inicial pouco se afasta do seu valor teórico.

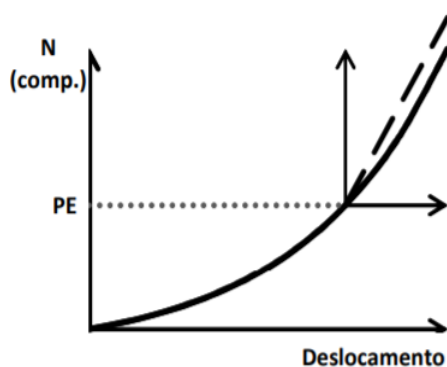


Figura 2.6 – Rigidez teórica vs. Rigidez efetiva (com pré-esforço) [9]

Conclui-se, portanto, que a ação do pré-esforço tem um efeito benéfico no aumento da rigidez do sistema de escoramento, reduzindo os deslocamentos da estrutura de suporte para o interior do recinto devido à escavação anterior.

A consideração acima é fundamentada pelo facto de a aplicação dessas cargas introduzir um estado de tensão horizontal no terreno que substitui a ação da massa de solo retirada, diminuindo a tensão de corte do maciço suportado, logo a sua deformabilidade. Um aspeto muito importante é que o efeito da cortina deslocar no sentido do terreno faz reduzir as tensões do tipo passivo no maciço subjacente, logo, quando se proceder à escavação seguinte, a libertação dessas tensões

será bastante mais reduzida, o que fará com que a cortina aumente o seu deslocamento numa forma muito mais controlada. Outra conclusão importante a retirar é que, para além da capacidade de repor parte dos deslocamentos, a utilização do pré-esforço também permite preparar o solo para que nas fases seguintes os deslocamentos da estrutura sejam menores.

O sistema de pré-esforço mais correntemente utilizado é designado por “sistema tradicional”, que pressupõe a aplicação do pré-esforço durante um intervalo de tempo reduzido em relação ao tempo de instalação da escora, permitindo, através de elementos de ajuste, que se possa retirar o macaco hidráulico e reutilizá-lo nas escoras seguintes. Não será de todo expectável, assim, que o pré-esforço venha a ser, mais tarde, necessário no mesmo nível de escoramento [5].

2.2.6. Efeito da temperatura

Para além dos esforços associados aos impulsos do terreno, bem como às cargas de pré-esforço, o cálculo do escoramento deverá incluir a parcela relativa ao efeito da temperatura [11].

Refere o autor o caso da execução numa escavação a céu aberto para a construção da linha do metro de São Paulo, onde se registaram, na altura, subidas dos valores da carga resultante nas escoras para o dobro quando a temperatura passava de 13°C para a máxima observada 43°C, fazendo variar substancialmente a envolvente do diagrama de pressões aparentes. Verificava-se também, em secções com uma solução de cortina estacas-prancha, bastante flexível, uma enorme flutuação da carga com a dilatação térmica em fases em que a escavação não sofria avanços, assim como acréscimos não superiores a 10% dos esforços que se obteriam caso as escoras estivessem impedidas de se deslocar nas duas extremidades.

Um segundo caso mais recente que é relatado, acerca de uma escavação realizada ao abrigo de três níveis de escoramento e de uma cortina de 80cm de espessura de betão, para a construção do metro do Rio de Janeiro, demonstrou, já com a escavação concluída, apenas com a variável da temperatura em jogo, incrementos de carga de 19%, 17% e 16%, respetivamente, de cima para baixo, novamente em relação aos incrementos na hipótese das escoras completamente travadas, tendo mesmo o primeiro nível chegado aos 37%.

Depreende-se, pela experiência demonstrada, a importância que o efeito das ações térmicas pode ter no dimensionamento das escoras, com uma contribuição que, como tal, não deverá ser desprezada. Para além deste fator, espera-se também, à partida, um maior aumento do esforço axial na presença de uma solução de contenção mais rígida.

A propósito deste tema, Matos Fernandes [8] refere ainda que o esforço resultante na escora devido a uma variação de temperatura positiva surge de um processo que combina duas fases bem distintas, que pode facilmente ser entendido da observação da Figura 2.7. Numa primeira instância, a cortina e o maciço suportado permitem que se materialize um apoio rígido na extremidade da escora, ou seja, sem acréscimo de deslocamento horizontal nesse ponto ($\Delta L_2=0$), o que origina um aumento da compressão inicial ΔP_2 . No entanto, verifica-se, numa segunda fase, que a ação dessa compressão fará deslocar a cortina no sentido do terreno (ΔL)

e, como consequência, aliviar o esforço normal da escora, resultando num aumento ΔP mais controlado: por um lado inferior a ΔP_2 , por outro superior ao valor de zero, obtido caso não houvesse qualquer restrição à dilatação da escora, funcionando nessa situação como uma extremidade livre.

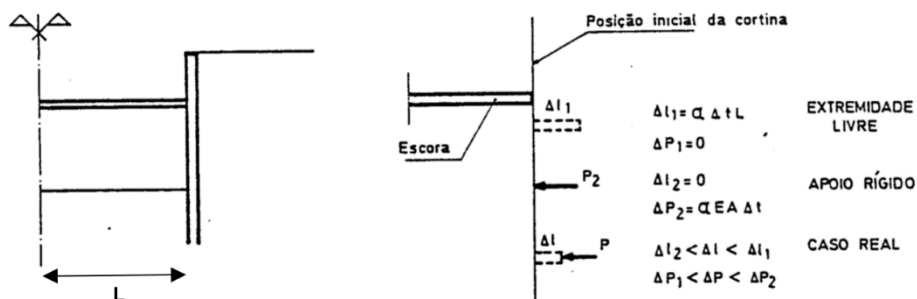


Figura 2.7 – Influência duma variação de temperatura Δt nos deslocamentos e esforços de compressão da escora. Adaptado de [9]

Uma técnica inteligente para atenuar os efeitos indesejáveis da temperatura consiste em proceder à pintura dos escoramentos de tal forma a que permita uma menor absorção de calor por parte dos seus elementos, e com isso minimizar o acréscimo do esforço normal resultante. Um exemplo prático da sua aplicação teve lugar na escavação realizada para a construção da Estação do Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa, tendo sido usada a cor branca [12].

2.3. Solução de parede moldada

Existem vários tipos de estruturas de suporte flexíveis passíveis de ser utilizadas em meio urbano, como é o caso das estacas moldadas em betão armado, das paredes do tipo Berlim provisório ou definitivo, ou de um tipo de solução cada vez mais empregue em grandes obras de engenharia, sobretudo envolvendo escavações profundas nas grandes cidades, a solução de paredes moldadas no terreno [8].

De todas, é aquela que apresenta maior rigidez e por isso menor deformabilidade, benéfica no sentido de um maior controlo das deformações do maciço suportado provocadas pela escavação, conduzindo a menores descompressões do terreno no tardo e por isso a menores assentamentos das estruturas vizinhas. Brito [13] chama a atenção para a sensibilidade a assentamentos diferenciais deste tipo de estruturas, geralmente constituídas por paredes de betão de grande rigidez no seu plano sobre as quais, quando sujeitas a esses movimentos, se produzem grandes esforços de tração que levam o material a fendilhar.

Neste contexto, um outro fator diferenciativo deste tipo de solução é o método construtivo apenas envolver a escavação do terreno depois de estar completa a sua execução ao longo de toda a altura, o que faz com que a perturbação provocada no terreno no tardo, quando o solo é escavado, seja minimizada, uma vez que parte da estrutura de suporte, estando já construída, consegue inicialmente resistir a uma fração das cargas provenientes dos impulsos de terras.

Outras vantagens estão relacionadas com a maior garantia de estanquidade a longo prazo que esta oferece à passagem da água para o interior do recinto de escavação, como também pelo facto de poderem ser incorporadas na estrutura definitiva, passando também a desempenhar funções de fundação do edifício [13].

2.4. Solução de escoramento metálico

O escoramento de estruturas de suporte flexíveis constitui a técnica mais antiga de travamento deste tipo de soluções, tendo sido a madeira o primeiro material a ser utilizado para, mais tarde, vir a ser substituído pelo aço, atualmente o mais corrente.

Para além do seu custo relativamente elevado, quer em termos do material empregue, quer na quantidade de mão-de-obra necessária à sua instalação, a estrutura implica uma escavação lenta e bastante mais condicionada devido ao menor espaço que existe dentro do recinto de escavação, comparativamente por exemplo a uma solução de ancoragens.

Outra desvantagem associada é o seu carácter provisório, havendo a necessidade de desativar os elementos à medida que as lajes dos pisos enterrados vão sendo construídos, o que carece de novos trabalhos dispendiosos e que demoram o seu tempo. Apesar de permitirem a sua incorporação na superestrutura, essa não é tão usual como por exemplo o caso das bandas de lajes nas caves do edifício.

A solução apresenta, no entanto, algumas vantagens para além daquelas já indiretamente mencionadas. Destaca-se a utilidade no travamento de paredes adjacentes, bastando apenas um único elemento de canto para conseguir esse efeito; a sua simplicidade de funcionamento; o facto de não envolverem a invasão do subsolo vizinho, não interferindo com a rigidez da parede de contenção; contribuírem para o controlo das deformações através da sua rigidez, ao contrário de uma ancoragem; assim como não exigirem a compatibilidade entre o projeto de escavação e contenção periférica com o da arquitetura, como no exemplo das bandas de laje [14].

Em termos de um pouco daquilo que é o seu dimensionamento estrutural, adotar um critério de segurança aos E.L.U baseado num critério de rotura plástica, habilitando a estrutura de poder trabalhar em regime elasto-plástico, passa por, primeiramente, avaliar o desempenho das respetivas secções dos perfis metálicos em termos dos eventuais fenómenos de encurvadura local das placas que as constituem. É comum neste tipo de soluções, salvo raras exceções, a presença de classes do tipo 1, devendo, assim, admitir-se que o limite máximo de resistência da secção corresponde ao ponto em que a tensão aplicada no material é igual à tensão de cedência do aço em toda a área transversal, plastificando-a por completo [15].

Constituindo uma solução de carácter provisório, não haverá a necessidade de dimensionar o próprio escoramento para E.L.S, devendo apenas salvaguardar-se, nesse estado limite, a importância do controlo do desempenho da cortina em relação aos deslocamentos horizontais.

3. ESTUDO DE CASO – AV. 24 JULHO, LISBOA

3.1. Enquadramento da intervenção

O estudo que seguidamente se apresenta diz respeito a uma grande escavação realizada na avenida 24 julho em Lisboa para a construção de dois a três pisos enterrados de um imóvel destinado a Hotel e Apartamentos, propriedade do Fundo de Investimento Imobiliário Fechado Sete Colinas. O projeto de escavação e contenção periférica ficou a cargo da empresa JETsj, tendo sido numa primeira fase a execução da obra da responsabilidade da HCI Construções e posteriormente da Mota-Engil, ao passo que o estudo geotécnico e hidrogeológico foi elaborado pela empresa Teixeira Duarte.

A Figura 3.1 mostra a localização em planta do lote a intervencionar, com uma escavação que apresenta um desenvolvimento muito superior à largura, referenciada relativamente às principais artérias e estruturas vizinhas. A área total da escavação é de cerca de 1570 m² [16].



Figura 3.1 – Identificação do lote a intervencionar. Adaptado de [16]

A Figura 3.2 inclui uma imagem da obra, colhida do próprio estaleiro, quando a escavação se encontrava praticamente concluída. Propõe-se para a estrutura de contenção periférica uma solução de parede moldada travada horizontalmente por sistemas de escoramento metálico provisórios, a executar em toda a área de implantação dos pisos enterrados [16].



Figura 3.2 – Enquadramento visual da estrutura de suporte a sul do lote

3.2. Principais condicionantes

A solução implementada em obra para efeitos de travamento da contenção periférica surge com base em algumas condicionantes ao projeto que levaram à necessidade de recorrer à técnica de escoramentos metálicos provisórios.

Relativamente às condições de vizinhança, situa-se, no lado Nascente, e adjacente ao perímetro da escavação, o edifício da nova sede da EDP constituída por dois blocos de edifícios elevados, com sete pisos acima do solo interligados por seis pisos enterrados, sendo que do lado oposto (Poente) se encontra um outro edifício mais antigo constituído por apenas uma cave. A presença de um número significativo de caves do lado Nascente do lote inviabiliza a execução de ancoragens nesse alçado, remetendo para as hipóteses de um sistema constituído por bandas de laje ou por escoramento a toda a volta da escavação.

Um dos principais problemas relacionados com a obra teve origem na descoberta de achados arqueológicos nas primeiras camadas de solo dentro dos limites do lote, o que obrigou à realização de um tipo de escavação em área que impossibilitou o processo construtivo associado às bandas de laje, pelo que a alternativa teria que passar inevitavelmente pela solução de escoramento metálico, que menos condicionou os trabalhos de escavação arqueológica. Acrescente-se que as condições imprevistas do terreno tenham levado a avanços da escavação a um ritmo bastante mais baixo face àquilo que era expectável, resultando num atraso significativo para a obra [16].

Relativamente às condicionantes de natureza geológica-geotécnica, descrevem-se no ponto seguinte as principais características dos terrenos interessados por onde se baseou o dimensionamento da estrutura de suporte.

3.3. Características geotécnicas

O estudo das condições geotécnicas locais envolveu a execução de uma campanha de trabalhos de reconhecimento geológico-geotécnico a cargo da empresa Teixeira Duarte. Os trabalhos de campo, efetuados em dezembro de 2017, incluem a execução de quatro furos de sondagem acompanhados de ensaios em profundidade do tipo SPT, onde posteriormente foram instalados piezómetros em tubo PVC para a medição dos níveis de água estabilizados.

Da observação da Carta Geológica de Portugal – Folha 34-D Lisboa (Anexo I) é possível retirar que a área em estudo se encontra assente em terrenos do Miocénico do tipo M_{Pr} – “Argilas de Prazeres” cobertos por depósitos aluvionares do período Holocénico. Por forma a identificar e a caracterizar do ponto de vista geotécnico os materiais ocorrentes em profundidade foram enviados para laboratório, acreditado pela empresa Geotest, as amostras indeformadas recolhidas pela prospeção [16]. Os ensaios realizados permitiram o conhecimento da granulometria dos materiais para que se entenda a fração arenosa, siltosa e argilosa de cada uma das camadas atravessadas. Os limites de Liquidez e de Plasticidade são ensaios rápidos e pouco dispendiosos de avaliação da consistência de solos finos que foram também realizados

em laboratório, importantes na obtenção aproximada dos parâmetros de resistência e de rigidez através de correlações pré-estabelecidas [17].

Na Figura 3.3 é apresentado o perfil geológico-geotécnico traçado de norte a sul do lote. A discretização litológica das camadas de solo segue a designação ZG que significa “Zona Geotécnica” nas quais se disponibilizam, na Tabela 3.1, os resultados obtidos do ensaio de penetração dinâmica SPT, de igual forma importantes na estimativa das propriedades mecânicas dos materiais e do zonamento geológico-geotécnico. As cotas das bocas de sondagem para cada um dos quatro furos vem também referenciadas na figura.

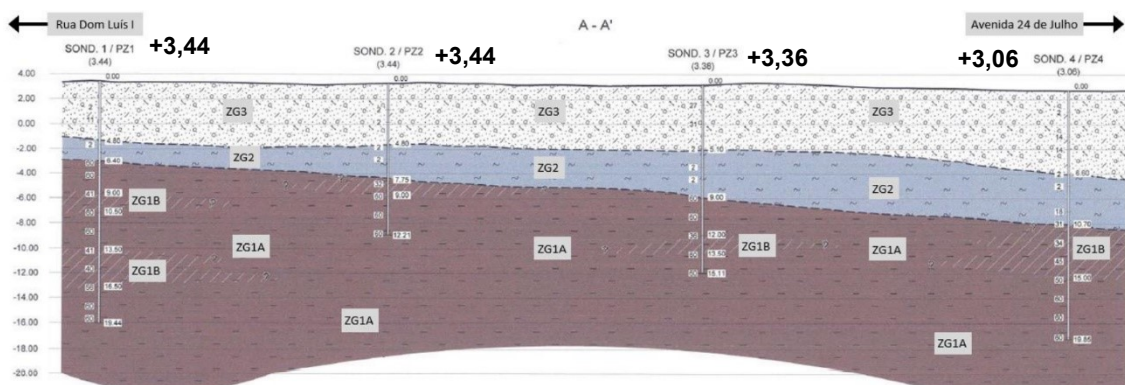


Figura 3.3 – Cenário geológico-geotécnico previsto. Adaptado de [18]

Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios SPT

	ZG3	ZG2	ZG1B	ZG1A
NSPT	2 a 31	2 a 18	31 a 50	50 a 60

No que respeita à camada de aterro ZG3, os resultados do ensaio de penetração denotam claramente a sua heterogeneidade. Este constitui um solo de características essencialmente granulares, de permeabilidade elevada, englobando também restos de demolições e de fundações de antigos edifícios. Esta camada faz parte do chamado Aterro da Boavista realizado por volta de 1860 numa área dantes ocupada pelo rio Tejo, e que hoje integra a zona ribeirinha da cidade de Lisboa [19]. Debaixo desta, existe uma segunda camada ZG2 composta por materiais aluvionares lodosos de consistência muito mole.

Os solos mencionados integram as formações mais recentes do período geológico Holocénico resultantes da movimentação de terras e de outras ações que ocorreram ao longo do tempo. São, por isso, materiais que alertam de imediato para a existência de maiores impulsos de terras no tardo da contenção pelas fracas capacidades resistentes e de deformabilidade que apresentam. Abaixo destes dois estratos ocorrem as formações argilosas miocénicas muito rijas (ZG1A) de vários milhões de anos, apresentando, contudo, níveis descomprimidos de consistência rija (ZG1B) com um valor médio do NSPT a rondar as 40 pancadas.

O andamento do perfil foi estimado seguindo um aumento progressivo da espessura das camadas dos materiais aluvionares em direção à Avenida 24 julho, onde se encontra o rio Tejo. Pelo contrário, nas sondagens efetuadas a norte do lote existe uma transição mais superficial entre os materiais mais recentes e mais antigos. Os resultados obtidos dos piezómetros instalados nos furos de sondagem indicam a presença de um nível de água situado aproximadamente à cota +1,00, não sendo influenciada pela variação das marés, como concluiu o estudo hidrogeológico também realizado [16].

A Figura 3.4 expõe os dados referentes aos parâmetros médios do terreno para as quatro zonas geotécnicas consideradas, estimados a partir da informação disponibilizada do ensaio SPT “in situ” e dos ensaios laboratoriais efetuados às amostras indeformadas recolhidas.

I.D.	γ [kN/m ³]	Φ [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E [MPa]
ZG3	18	25	5	-	15/20
ZG2	15	0	-	20	12
ZG1B	19	30	30	-	50
ZG1A	20	30	50	-	80

Figura 3.4 – Caracterização base dos parâmetros geotécnicos [16]

3.4. Plano de instrumentação e observação

Em obras de escavação desta dimensão e próximas de estruturas sensíveis é fundamental a presença de um sistema de instrumentação automatizada que permita realizar os trabalhos relativos à escavação e à construção das estruturas de contenção em condições de segurança, aferindo em cada momento se os resultados observados em campo estão de acordo com aquilo que foi projetado, incluindo a análise do comportamento das estruturas vizinhas à medida que esses trabalhos avançam, por forma a que se possa intervir atempadamente em caso de necessidade.

As principais grandezas a medir em obra serão, para o efeito, os deslocamentos da parede de contenção e das construções vizinhas, através de alvos topográficos (Anexo II); os deslocamentos horizontais do terreno no tardo da contenção, através de inclinómetros (Anexo III); e os esforços axiais no escoramento, através de células de carga (Anexo IV). A localização proposta para estes aparelhos é vasta o suficiente para permitir uma leitura das condições estruturais em vários pontos da obra.

Os alvos topográficos deverão ser do tipo prisma reflexão total e fixos por selagem aos pontos das estruturas cujos deslocamentos se pretendem determinar, através da medição ao longo do tempo de ângulos e distâncias a partir dos pontos de leitura, localizados fora da área de influência da obra. Os inclinómetros materializam-se por tubos-calha inclinométricos em PVC instalados no interior da parede de contenção, que funcionam através da passagem de um sensor deslizante dotado de pontos de referência, cuja distância na horizontal permite obter uma leitura em profundidade dos deslocamentos horizontais das calhas. Já as células de carga permitem a medição da tensão instalada nos escoramentos até ao valor de 20MPa.

Preconiza-se que a leitura do conjunto dos aparelhos a instalar seja feita todas as semanas, bem como os resultados apresentados às entidades responsáveis pelo seu controlo num prazo máximo de três dias desde a realização dessas medições [16]. Na Figura 3.2 apresentam-se os critérios estabelecidos em projeto a partir dos quais deverão ser implementadas medidas de reforço tais como a adição de novos perfis metálicos de escoramento em obra.

Dispositivo		Critério de Alerta	Critério de Alarme
Alvos Topográficos	horizontal	20mm	30mm
Estrutura de Contenção	vertical	10mm	15mm
Inclinómetros (horizontal)		20mm	30mm
Piezómetros (cota altimétrica)		+1,5m	+2,5m
Alvos Topográficos	horizontal	10mm	15mm
Edifícios Vizinhos	vertical	5mm	10mm

Figura 3.5 – Critérios de alerta e alarme [16]

3.5. Soluções executadas

A estrutura de suporte projetada consiste numa cortina de parede moldada de 0,50m de espessura, penetrando cerca de 2,0 metros no substrato miocénico, complementada por dois níveis de escoras metálicas pré-esforçadas para a parte destinada ao Hotel, e de três níveis para a parte destinada a Apartamentos. As profundidades de escavação máximas previstas em cada uma são de 6,85m e 10,3m, respetivamente, sendo o sistema de pré-esforço implementado pelo sistema tradicional com recurso a macacos hidráulicos.

De modo a permitir uma redistribuição uniforme dos esforços provenientes da contenção pelas várias escoras do segundo e terceiro nível é usual a construção de uma viga de distribuição horizontal de betão armado provisória que intermedeia o contacto destas com a parede moldada. Para o primeiro nível de travamento a própria viga de coroamento construída no topo para efeitos de solidificação dos painéis da parede acaba por assumir esse papel.

Os perfis metálicos utilizados em obra variam desde uma pequena viga de secção HEB140, cuja função é travar horizontalmente as várias escoras de canto de secções HEB220; HEB280; HEB340; HEB400 e HEB500, até a uma solução de vigas tipo caixão, compostas por dois perfis encostados lateralmente e que atravessam a largura da escavação na perpendicular numa ponta à outra, no primeiro nível de escoras com uma secção 2HEB400 e para o segundo nível uma secção 2HEB500.

Para efeitos de travamento desta solução são implementadas duas técnicas. A primeira, designada na gíria da construção por “patas de galinha”, consiste na colocação de dois perfis horizontais inclinados, dois de cada lado da viga-caixão, que lhe contactam diretamente e com a parede moldada, tendo sido usados elementos de secção HEB340 para o primeiro e terceiro nível e de secção HEB400 para o segundo nível. A segunda é outro tipo de solução complementar composta por um montante metálico vertical de secção HEB280 colocado aproximadamente a meio vão da escora, fundado numa estaca de betão simples de 0,80m de

diâmetro encastrada nas mesmas formações competentes que a solução de contenção, betonada até a um mínimo de 4,0m abaixo do fundo de escavação [16].

Uma fotografia da obra, obtida da zona norte do estaleiro do lado Nascente, quando decorria a última fase de escavação para a execução de dois níveis de escoramento, mostra-se na Figura 3.6 para uma melhor compreensão das duas técnicas descritas anteriormente. Na mesma figura se representa, desta vez tirada da zona sul, o pormenor de uma das ligações que permitiu a técnica do pré-esforço adotado.



Figura 3.6 – Cenário construtivo da zona norte da escavação (à esquerda); Folga da ligação necessária à colocação do macaco para aplicação de pré-esforço (à direita)

Uma outra vista, partindo da zona sul em direção à zona norte da obra, inclui-se na Figura 3.7 com o intuito de fornecer um enquadramento visual geral da solução implementada no seu todo, tendo sido já executado o terceiro nível de escoramentos e com a escavação a atingir a profundidade final desejada.

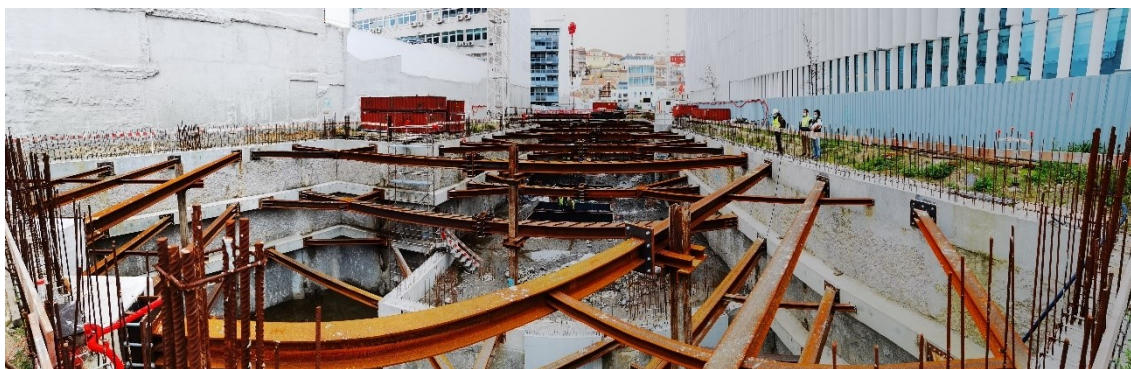


Figura 3.7 – Vista geral da obra

4. ESTUDO DA SOLUÇÃO DE PROJETO

4.1. Enquadramento inicial

Pretende-se avaliar o desempenho de toda a solução de contenção periférica preconizada em obra, percorrendo todos os elementos utilizados, desde a própria estrutura de suporte vertical, realizada ao abrigo da tecnologia de paredes moldadas, a toda a estrutura metálica calculada para o efeito de travamento da cortina. A análise será desenvolvida com recurso aos programas de cálculo *Plaxis 2D*, versão 19 e *SAP2000*, versão 22. Ambos utilizam o método dos elementos finitos para a determinação de esforços e deslocamentos, com o primeiro mais vocacionado para a análise de estruturas geotécnicas.

A modelação no *Plaxis 2D* permitirá compreender a resposta da estrutura de contenção em termos dos esforços e deslocamentos mobilizados ao longo de todo o processo de escavação, ao passo que o dimensionamento e verificação do próprio escoramento metálico estará a cargo dos modelos desenvolvidos no *SAP2000*. No entanto, a forma mais correta de estudar o problema deverá passar, em primeira instância, também através destes modelos, pela determinação da rigidez horizontal equivalente do sistema de escoramento.

O estudo da solução de projeto será desenvolvido por forma a abranger o mais possível todo o cenário construtivo. Nesse sentido, serão modeladas, no *Plaxis 2D*, uma secção transversal da escavação que represente a situação típica de utilização de dois níveis de escoramento para a execução de dois níveis de caves, e outra que corresponda ao cenário extra que recorre a três níveis de escoramento para a execução de três níveis caves. A primeira está inserida na denominada Zona 1 da obra, estando a segunda inserida na Zona 2, como ilustra a Figura 4.1.

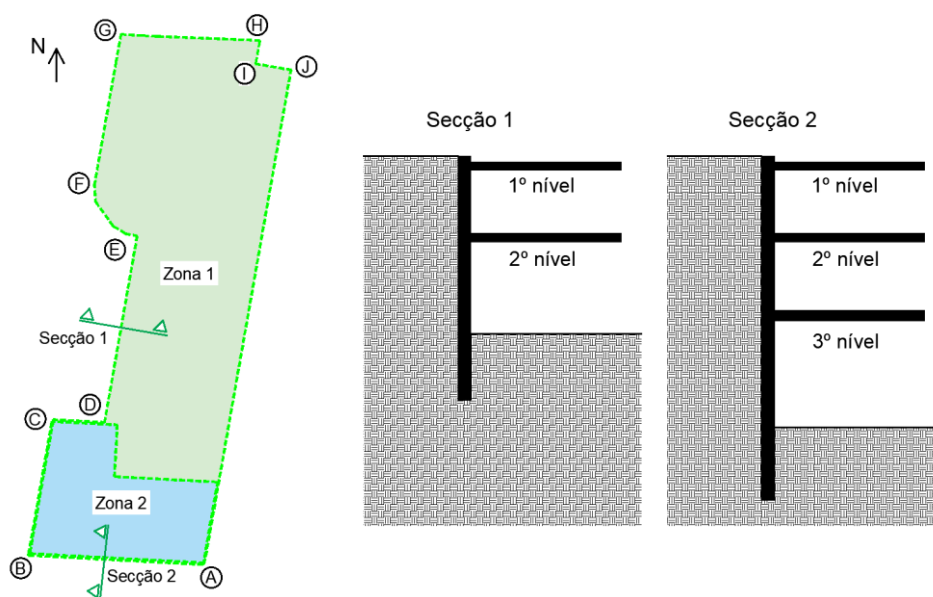


Figura 4.1 – Representação esquemática das secções da obra a analisar: Em planta (à esquerda); em corte (à direita)

A Zona 2 constitui, no geral, a situação mais condicionante do problema. Por um lado, devido ao cenário geotécnico ser dos todos o mais desfavorável, com uma maior presença à superfície dos materiais mais recentes de piores características de resistência, e por outro, por constituir a situação onde existe a maior altura de escavação e por isso um vão maior a vencer por parte das escoras. Por estas razões, esperam-se, à partida, maiores dificuldades na verificação da estabilidade da escavação, como também maiores deslocamentos da cortina, o que reforça o cuidado acrescido no controlo dos E.L.S.

4.2. Modelação do sistema de escoramento horizontal – SAP2000

4.2.1. Definição dos materiais

O SAP2000 contempla na sua base de dados uma série de materiais que poderão ser definidos para a caracterização dos elementos estruturais. Para o betão a usar nas vigas de distribuição e coroamento são especificadas as características do material associadas a um C35/45, sendo para os elementos de aço em perfis metálicos considerada a classe S275JR. Os parâmetros mais importantes para os dois materiais apresentam-se na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Parâmetros dos elementos de aço e betão armado

	Peso volúmico [kN/m ³]	Módulo de elasticidade [GPa]	Tensão de rotura à compressão [MPa]	Tensão de cedência [MPa]	Coefficiente dilatação [°C ⁻¹]
Aço em perfis	77	210	-	275	1,17E-5
Betão armado	25	34	35	-	1,00E-5

4.2.2. Geometria do modelo

As secções dos perfis metálicos e das vigas de betão armado são definidas, nas primeiras, com as dimensões tabeladas para cada tipo de HEB, escolhendo a opção *Steel*, e nas segundas com as dimensões 50x80cm² para a viga de coroamento e 55x63cm² para as vigas de distribuição, desta vez através da opção *Concrete*. Para as vigas metálicas do tipo o programa permite o desenho da geometria das secções na janela *Section Designer*.

A Figura 4.2 apresenta os modelos de cálculo desenvolvidos para os três níveis de escoramento metálico, com a indicação dos eixos globais da estrutura e locais de cada barra. As vigas são modeladas como elementos *frame* com as características dos respetivos materiais que as constituem, chamando a atenção para o facto de que as pequenas vigas de contraventamento do tipo HEB140 não aparecerem representadas pela sua contribuição praticamente desprezável na rigidez do sistema de travamento. O termo “VC” refere-se às viga de coroamento e “VD” às vigas de distribuição, sendo os perfis metálicos representados pelo tipo de HEB que constituem.

A hipótese de cálculo passa por assumir um modelo de estrutura plana, o que significa uma análise do seu desempenho tomando apenas em conta as deformações ao longo do seu plano

horizontal, impedindo qualquer deslocamento na direção vertical. Para conseguir este efeito, na janela *Set Analysis Options* devem ser selecionados os graus de liberdade da estrutura referentes ao deslocamento na direção *x* e *y*, e a rotação segundo o eixo *z*. Desta forma, a ação do peso próprio dos materiais não é contabilizada para o cálculo.

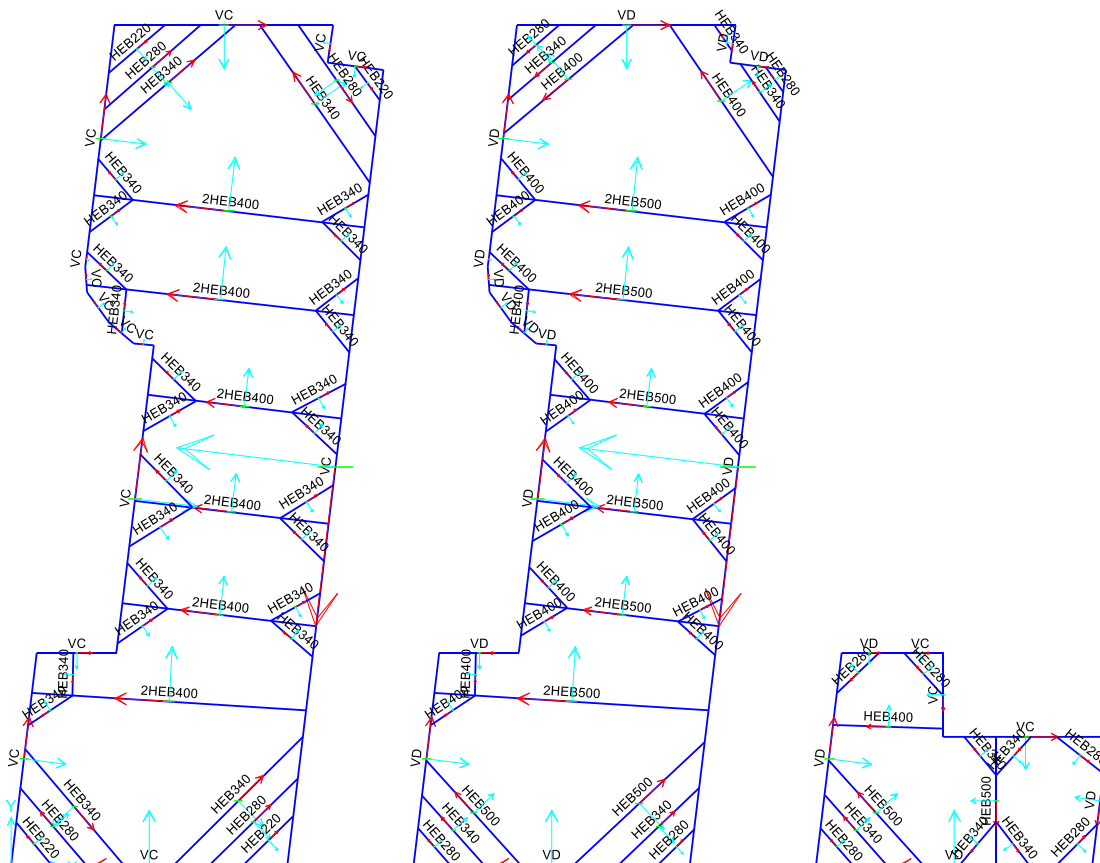


Figura 4.2 – Modelos de cálculo do *SAP2000*: Primeiro, segundo e terceiro nível de travamento

Como é sabido, as paredes moldadas constituem uma solução de contenção bastante rígida no seu próprio plano, pelo que à partida não será expectável que deforme nos pontos em que dois painéis com diferentes direções se intersejam, isto é, nos cantos dos contornos do modelo. Por forma a impedir os movimentos da estrutura na direção do alinhamento das paredes, fazendo uso do comando *Join Springs*, são colocadas duas molas com um comportamento elástico linear à tração e compressão e com um valor de rigidez seja suficientemente elevado para assegurar nestes pontos um deslocamento de zero nas duas direções do plano.

Para simular a ação do terreno na parte de trás das vigas é introduzida no modelo uma mola distribuída que apenas funciona à compressão em regime elástico linear, desta vez pelo comando *Line Springs*, a aplicar ao longo de todo o comprimento da *frame* das vigas de betão armado. A rigidez por metro a incluir no modelo destas molas corresponde aos valores do módulo de deformabilidade elástico do solo que atua ao nível de cada travamento, informação que é desde já adiantada, tendo sido estimados para o primeiro e segundo nível valores de 38000

kN/m² e para o terceiro nível um valor de 24000 kN/m². Os parâmetros atribuídos ao terreno são explicados com maior detalhe no ponto 4.3.1.1. Apesar do comportamento não-linear do solo, poderá ser assumido neste contexto um modelo elástico linear tendo por base a hipótese dos pequenos deslocamentos, uma vez que o objetivo destas molas será fundamentalmente incluir no modelo uma restrição na viga de betão armado caso esta queira deformar e reagir contra o terreno.

As *frames* correspondentes às escoras deverão estar rotuladas nos pontos de contacto com as vigas de distribuição e de coroamento. Esta técnica de modelação permite que as ligações nestes pontos não tenham que ser dimensionadas para esforços que envolvam momentos flectores na direcção do plano da análise. Na verdade, se houver a libertação desta rotação, a estrutura auto equilibra-se numa forma em que as ligações apenas tenham que resistir essencialmente ao esforço axial que é mobilizado na escora. Para além disso, também as ligações entre os próprios perfis são materializadas através de rótulas, seguindo a mesma lógica do raciocínio anterior. A libertação de momento fletor nas extremidades dos elementos é conseguida seleccionando a opção *Releases/Partial Fixity*.

Para o cálculo da estrutura o comprimento total das vigas é dividido em elementos *frame* mais pequenos, de modo a privilegiar uma análise em que os resultados dos esforços e deslocamentos do modelo convirjam para valores mais próximos da realidade.

4.2.3. Ações a considerar

As reacções horizontais dos apoios dos travamentos provenientes da análise dos modelos bidimensionais do *Plaxis 2D* devem ser contabilizadas neste modelo do lado da ação.

Para ter em conta a ação horizontal do terreno sobre a contenção e o efeito do pré-esforço aplicado em cada nível deverá ser considerada uma carga de faca ao longo de todas as *frames* das vigas de betão armado no sentido do interior da escavação, fazendo uso do comando *Distributed* na opção *Frame Loads*.

São ainda consideradas as cargas aplicadas à estrutura provenientes das variações de temperatura positivas experienciadas pelos elementos de travamento metálico no decorrer da obra. A determinação das ações térmicas é realizada com base numa variação uniforme de temperatura ao longo de todo o comprimento dos perfis.

Conforme o estabelecido na EN1991-1-5 [20], a componente da variação uniforme de temperatura de um elemento estrutural é dada pela diferença da sua temperatura média (T) no verão pela sua temperatura inicial (T_0), para o qual, na falta de outros dados, o regulamento permite adotar 15°C como sendo o valor da temperatura média do ar. A temperatura T deverá ser determinada com base na informação constante no Quadro NA-5.2 do Anexo Nacional do referido documento, dada, no verão, e para uma superfície escura, pela soma de duas parcelas: a temperatura máxima do ar à sombra ($T_{máx}$) e $T_5 = 5$ °C, sendo a primeira definida pelo

zonamento nacional da Figura NA.II do Anexo Nacional do referido documento, que estabelece um valor de 40 °C para o concelho de Lisboa, inserida na Zona B.

Por conseguinte, a ação da temperatura a incluir nos três modelos será uma variação uniforme distribuída nas escoras de $(40\text{ °C} + 5\text{ °C} - 15\text{ °C} =) +30\text{ °C}$, remetendo a opção *Temperature* em *Frame Loads*.

Ressalva-se o facto de que, na realidade, o terreno não é rígido o suficiente ao ponto de impedir completamente a escora de expandir, contudo, o módulo de reação do solo considerado na geometria permite uma situação intermédia entre um apoio fixo e um apoio deslizante nas extremidades da viga.

Na opção *Load Patterns* são definidas as cargas como *Live Load*, atribuindo o valor de zero para o *Self-Weight Multiplier*, isto para o *software* não incluir na ação das cargas o peso próprio do elemento. Para cada um dos carregamentos é ainda associado um *Load Case* do tipo Linear Static para ter em conta a dependência linear dos deslocamentos da estrutura das ações a que está sujeita, com base na matriz de rigidez global [21].

O cálculo da estrutura é efetuado com base numa combinação de ações envolvendo a carga de faca associada ao terreno e à ação da temperatura. De acordo com a informação que consta no Quadro NA – A1.2(C) do Anexo Nacional NA do EN1990 [22], é adotado um coeficiente parcial de majoração de 1,30 para a primeira. Já para a segunda, o Quadro NA – A1.2(B) do mesmo anexo sugere um coeficiente de 1,50.

4.2.4. Determinação da rigidez horizontal equivalente

A rigidez do conjunto das *frames* associadas às escoras depende da deformada da estrutura quando solicitada por uma carga de faca no contorno dirigida para o interior da escavação. Perante uma análise elástica linear, considera-se uma carga unitária de valor 100kN/m² ao longo de todo o bordo e observa-se o deslocamento médio da *frame* do contorno (d) por forma a obter o valor da rigidez $K=100/d$. A Tabela 4.2 indica os valores calculados em cada nível de travamento para as secções 1 e 2 do problema.

Tabela 4.2 – Parâmetros da rigidez horizontal equivalente do sistema de escoramento

	Secção 1		Secção 2		
	1º nível	2º nível	1º nível	2º nível	3º nível
Carga [kN/m]	100	100	100	100	100
Deslocamento [m]	6,52E-4	6,12E-4	8,36E-4	7,74E-4	6,26E-4
Rigidez [kN/m/m]	153374	163399	119617	129199	161290

Note-se que o deslocamento d é calculado pela média dos deslocamentos para o interior do modelo em todos os pontos ao longo da *frame* da respetiva secção do problema representada em planta na Figura 4.1. É importante realçar que estes resultados de rigidez representam cerca de um décimo dos valores que se obteriam caso tivesse sido utilizada a expressão 2.1.

A título de exemplo, é ilustrada na Figura 4.3 a deformada da contenção do terceiro nível de escoramentos com um fator de escala x700, dispendo dos resultados obtidos em milímetros.

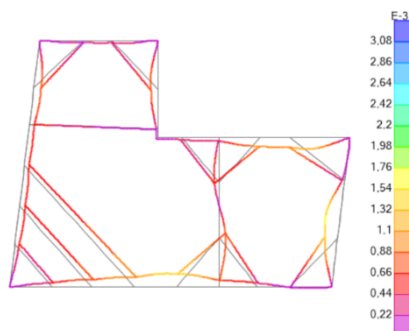


Figura 4.3 – Deformada obtida para efeitos de cálculo da rigidez do escoramento

4.3. Modelação da estrutura de contenção vertical – *Plaxis 2D*

4.3.1. Descrição dos materiais

Para dar entrada no programa há que primeiro definir as propriedades dos elementos que farão parte do modelo, isto é, do terreno, da parede moldada e das escoras. Ressalva-se também a inclusão da estrutura enterrada do edifício do lado poente da escavação numa das secções.

4.3.1.1. Caracterização do terreno

Ao contrário da anterior, a modelação no *Plaxis 2D* permite o cálculo do solo como um meio contínuo subdividido em vários elementos finitos, tendo utilizado o modelo *Hardening Soil* para simular o seu comportamento no contexto de escavação. A modelação atende à distribuição em profundidade das várias camadas através do comando *Create borehole*, onde são definidas as propriedades e a espessura de cada material.

O modelo constitutivo adotado permite adequar as várias trajetórias de tensão no solo em redor da escavação aos diferentes valores de rigidez que este adquire ao longo do processo construtivo. Embora compreenda a mesma envolvente de rotura do modelo *Mohr-Coulomb*, contém na sua base de formulação um modelo hiperbólico que melhor se ajusta à verdadeira reposta não linear do solo. Um dado que confere uma abordagem ainda mais realista ao problema tem a ver com o aumento considerável da rigidez do solo a partir do momento em que é descarregado e posteriormente recarregado até a uma tensão próxima da que tinha quando se deu o alívio de carga. O módulo de deformabilidade E_{ur}^{ref} é precisamente o parâmetro que define este comportamento, estimado como cinco vezes superior aos módulos E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} , que, por sua vez, traduzem a resposta menos rígida a um primeiro estado de carregamento.

Os módulos acima são valores de referência para uma tensão de confinamento de 100 kPa, utilizados automaticamente pelo programa para calcular três novos parâmetros de rigidez consoante a sua dependência da tensão que é efetivamente aplicada. Neste sentido, é definido o parâmetro m (power) que exponencia essa dependência, tanto maior quanto maior for o aumento esperado do módulo de deformabilidade do solo com o aumento de tensão [23]. Já o

atrito relativo entre o solo e a parede de betão é representado pelo parâmetro R_{inter} , que considera uma redução da resistência do terreno na região da interface entre os dois [24]. Von Soos [25] sugeriu com base nos seus estudos que o primeiro parâmetro deverá variar entre 0,5 e 1, tomando o limite inferior para solos arenosos e o superior para casos do tipo argilosos. Em relação à interface, Brinkgrève e Shen [26] propuseram um intervalo de 0,8 a 1 para o primeiro tipo de solo, e de 0,7 a 1 para o segundo.

A definição dos parâmetros de rigidez e resistência tem em conta os valores presentes no relatório geológico-geotécnico, representados na Figura 3.4, como um ponto de partida de referência. Fundamentalmente, procura-se tirar partido do cenário já conhecido em obra da deformada da estrutura por forma a que exista uma certa concordância com aquela que resulta da modelação. Contudo, a gestão da calibração dos parâmetros deve ser feita com base na importância relativa que se atribui a cada um dos dois grupos. Face às condições bastante desfavoráveis do terreno devido à proximidade com o rio Tejo, admite-se que os parâmetros de resistência sejam mais condicionantes para análise do problema, no sentido em que devem, em primeiro lugar, ser devidamente calibrados para evitarem a rotura do solo, sendo, apenas numa segunda instância, voltado o foco para os parâmetros de rigidez.

Opta-se por seguir a sugestão do zonamento geotécnico do ponto 3.3 e discretizar o terreno com base nas quatro camadas de solo referenciadas. Os valores dos parâmetros geotécnicos adotados para estes materiais encontram-se listados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Parâmetros usados na modelação do terreno

	Y_{unsat} [kN/m ³]	Y_{sat} [kN/m ³]	c'_{ref} [kPa]	$s_{u,ref}$ [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [MPa]	E_{oed}^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	Power (m)	R_{inter}
ZG3	18	19	12	-	30	0	38	38	190	0,5	0,8
ZG2	15	16	-	30	-	0	24	24	120	1,0	0,7
ZG1B	19	21	50	-	35	0	90	90	450	1,0	0,7
ZG1A	20	22	60	-	40	0	95	95	475	1,0	0,7

4.3.1.2. Caracterização da parede moldada

A parede moldada é modelada como um elemento *plate* contendo as características do betão usado na sua execução. Os valores de rigidez axial (EA) e de flexão (EI) são calculados por metro de desenvolvimento na direção perpendicular ao plano da análise com base no módulo de elasticidade de 34GPa para um betão C35/45 e uma espessura da parede de 0,50 metros, através das expressões 4.1 e 4.2 apresentadas.

$$EI = 34000000 \text{ kN/m}^2 \times 0,50^3 / 12 \text{ m}^3 = 354166,67 \text{ kN.m}^2/\text{m} \quad (4.1)$$

$$EA = 34000000 \text{ kN/m}^2 \times 0,50 \text{ m} = 17000000 \text{ kN/m} \quad (4.2)$$

O material foi admitido como isotrópico, o que significa que assume sempre a mesma rigidez axial qualquer que seja a direção. O programa considera o elemento *plate* como uma linha sem espessura, pelo que o volume ocupado pela parede em obra aparece representado no modelo por meio de duas metades de solo, cada uma com 0,25m de espessura, uma de cada lado, e pelo elemento *plate* no meio. Ou seja, o peso real da parede deverá ser considerado igual ao peso do terreno somado com o peso w do elemento *plate* [27]. O cálculo deste parâmetro é apresentado na equação 4.3, considerando o peso do betão armado de 25kN/m³ e um peso médio do terreno de 19kN/m³.

$$w = (25 - 19) \text{ kN/m}^3 \times 0,50 \text{ m} = 3 \text{ kN/m/m} \quad (4.3)$$

O coeficiente de Poisson foi tomado igual a 0,2.

4.3.1.3. Caracterização das escoras

Para definir aos apoios da cortina é ativada a opção *fixed-end-anchor* cujo funcionamento é idêntico a um elemento de mola preso numa das extremidades, que, como tal, terá um certo valor de rigidez axial associado.

Note-se que estes valores correspondem aos já determinados na Tabela 4.2, ressalvando-se que a propósito do terceiro nível é considerada uma rigidez efetiva de 75% da rigidez teórica que consta nessa tabela, tomado como o limite superior referenciado na Figura 2.5 por O'Rourke (1981).

O afastamento entre escoras de um metro, apesar de não corresponder à realidade do problema, permite uma análise simplificada sempre com base no mesmo modelo por cada metro de desenvolvimento longitudinal da parede. Considera-se o centro de rigidez de cada elemento localizado a metade do vão da escora de maior comprimento.

4.3.1.4. Caracterização do edifício adjacente

Como já foi ilustrado no capítulo 3, existe um edifício do lado poente da escavação que deverá ser contabilizado no modelo da Secção 1.

Este edifício tem apenas uma cave e é fundado por estacas, que transmitem toda a carga vinda da superestrutura para o terreno a grandes profundidades. Desta forma, assume-se que a única carga que poderá eventualmente vir a ser transmitida ao terreno à superfície será a sobrecarga de utilização da última cave, que, tanto quanto se pôde apurar, está situada a uma profundidade de cerca de três metros.

A modelação do edifício torna realista a análise no sentido em que dispensa a contribuição da porção de terreno, que foi escavada aquando da sua construção, no cálculo dos impulsos horizontais do terreno.

Para simular a cave foi criado um quadro fechado composto por quatro elementos *plate* que representam a laje do piso 0, a laje de fundo e as duas paredes laterais, e um elemento *node-to-node anchor* para simular a presença de um pilar situado a meio do edifício, de rigidez axial 8,5E+06kN e um espaçamento 5m. Não dispondo de informação adicional, foi feita uma estimativa na definição das dimensões dos elementos, com base em valores habitualmente praticados em estruturas desta natureza, assumindo como material um betão C30/45 (E=34GPa), apresentada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Parâmetros usados na modelação das lajes e paredes do edifício adjacente

	Laje do piso 0	Paredes laterais	Laje de fundo
Espessura [m]	0,25	0,30	0,40
EA [KN/m]	8,5E+06	10,2E+06	13,6E+06
EI [KN.m²/m]	44,3E+03	76,5E+03	181,3E+03
w [KN/m/m]	6,25	4,8	6,20
<i>v</i>	0,2	0,2	0,2

4.3.2. Geometria do modelo

Os modelos desenvolvidos no *Plaxis 2D* permitem uma representação da realidade tridimensional do problema através de um estado plano de deformação, uma vez que se considera que o desenvolvimento longitudinal da contenção periférica para lá do plano da análise é bastante superior às suas dimensões transversais, o que permite um estudo da deformabilidade da estrutura apenas nesse plano. A janela de visualização do modelo compreende uma área 50x25m² e 35x25m² para as secções 1 e 2, respetivamente.

Do ponto de vista da utilização do método dos elementos finitos, o solo é dividido em vários elementos triangulares, cada um composto por 15 nós. A malha gerada pelo *software* contém uma distribuição geral *Medium*, tendo sido posteriormente processado um especial refinamento ao longo do elemento *plate* da contenção, onde se pretendem obter resultados mais precisos.

Para ter em conta a utilização e ocupação do espaço de estaleiro e de arruamentos vizinhos admite-se um valor de sobrecarga na superfície do tardo da contenção de 10kN/m², tendo sido considerado no modelo da Secção 1, e de forma conservativa, uma sobrecarga de utilização de 5kN/m² sobre a laje de fundo do edifício.

São ainda colocados elementos de *Interface* ao longo da altura do elemento *plate* da contenção, um de cada lado, e ao longo dos elementos *plate* do edifício, apenas dos lados que estarão diretamente em contacto com o terreno. O comando *Interface* permite assim uma representação do problema de interação solo-estrutura, regulada pelo parâmetro R_{inter} .

Na *borehole* criada inicialmente é igualmente definida, acionando a opção *Head*, a posição do nível freático, localizado a uma altura de 23,45m correspondente a uma cota +1,0, e que se estende até às extremidades do modelo.

A versão 19 do *Plaxis 2D* automaticamente aplica um conjunto de condições fronteira à geometria do modelo, fixando os deslocamentos na base segundo as duas direções, nas fronteiras verticais o deslocamento horizontal e na fronteira superior não aplica qualquer restrição ao movimento.

O desenho da Figura 4.4 resume as cotas mais importantes usadas nos dois modelos, tendo as espessuras das camadas de solo sido atribuídas com base nos resultados das sondagens 3 e 4 presentes no relatório geológico-geotécnico [18] para a análise das secções 1 e 2, respetivamente. No caso da primeira a modelação não seguiu exatamente a distribuição recolhida pela sondagem, tendo-se definido a camada ZG1B imediatamente abaixo da camada ZG2, privilegiando uma análise do lado da segurança. A Figura 4.5, por sua vez, apresenta os modelos bidimensionais desenvolvidos para as duas secções do problema.

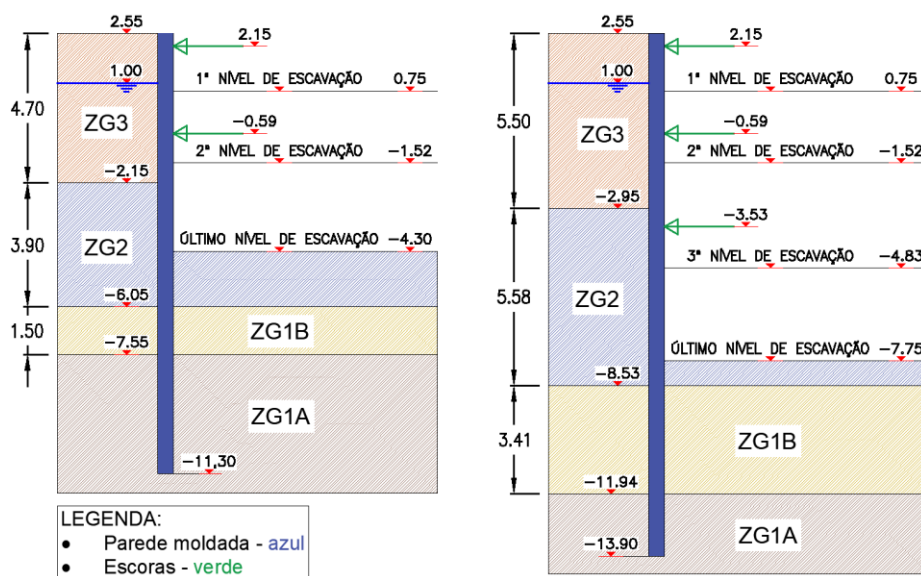


Figura 4.4 – Esquema representativo das dimensões dos modelos: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

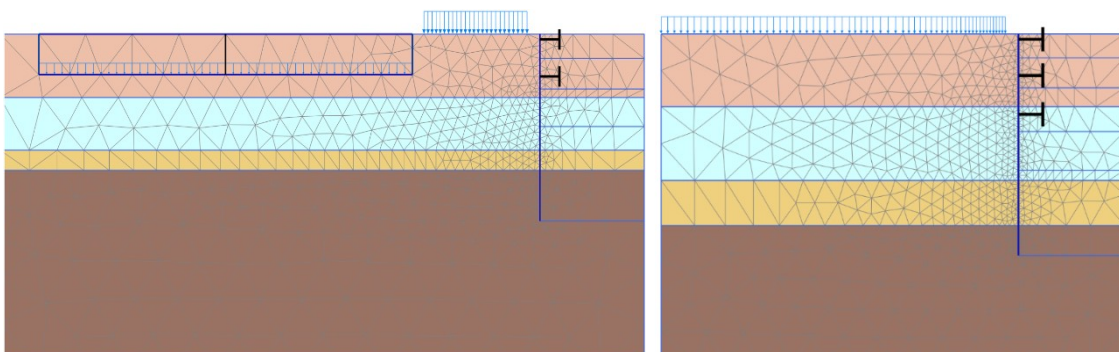


Figura 4.5 – Modelos de cálculo do Plaxis 2D: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

4.3.3. Faseamento construtivo

O cálculo estrutura de suporte deve ser feita por etapas, tendo em conta a evolução dos trabalhos de escavação e de montagem das escoras, pelo que se procura reproduzir, para cada uma, um novo modelo que se assemelhe com aquilo que na realidade acontece em obra.

O programa gera automaticamente uma primeira fase correspondente ao estado de tensão inicial do terreno, recorrendo ao método do coeficiente de impulso em repouso (K_0), que resulta da relação entre a tensão efetiva vertical do solo e a tensão efetiva horizontal a que estará sujeito, estimado pelo software com base nos parâmetros geotécnicos de cada camada. A fase conta simplesmente com a presença do nível freático e das camadas de solo como superfícies horizontais, o que valida o método adotado [27].

A fase “Construção da parede moldada” apenas consiste em ativar o elemento *plate* da parede e a sobrecarga aplicada no topo do modelo. No caso especial da Secção 1, é selecionada a opção “*Reset displacements to zero*” para que o programa efetue o cálculo desta e das seguintes fases sem considerar os deslocamentos que se verificam na fase anterior da construção do edifício adjacente, que deve ser previamente adicionada ao processo, centrando o foco apenas na análise dos deslocamentos relativos aos trabalhos de escavação e de travamento da contenção. Para simular essa fase, devem ser ativados os elementos *plate* e *node-to-node anchor*, assim como a sobrecarga da laje de fundo. A *cluster* referente ao solo no interior da cave deverá ser desativada e definida como *Cluster dry*, para que o programa não contabilize as pressões hidrostáticas neste espaço.

A partir daqui o faseamento é bastante idêntico nas duas secções, passando, em primeiro lugar, por realizar a escavação até uma determinada cota, para que, de seguida, se proceda à instalação da escora, onde, finalmente, é aplicada a carga de pré-esforço. O processo é repetido consoante o número de caves que esteja previsto no projeto, e é dado como concluído assim que é realizada a última fase de escavação. A exceção à regra surge no terceiro nível de escoras da Secção 2, visto que este não é pré-esforçado, pelo que a respetiva fase não é contabilizada.

Com o avançar dos trabalhos, terá de se proceder à drenagem da escavação à medida que é retirado o terreno no seu interior. Entende-se que a parede moldada tem um comportamento impermeável e que atinge também uma camada de solo impermeável, logo não existe fluxo de água de um lado ao outro da escavação, razão pela qual não foi necessário considerar os parâmetros de permeabilidade do terreno. Para o efeito, nas fases de escavação, a *cluster* referente ao solo escavado deve ser desativada e selecionada como *Cluster dry*, sendo, adicionalmente, as camadas abaixo do terreno escavado que chegam até à base da parede selecionadas como *Interpolate from pore pressures*, por forma a obter uma distribuição suave das pressões hidrostáticas do solo do lado de dentro da escavação.

Nas fases de instalação da escora é ativado o elemento *fixed-end-anchor* correspondente, sendo na fase seguinte de aplicação de pré-esforço introduzido o valor da carga definida em projeto para cada nível de escoramentos. Na Tabela 4.5 apresentam-se os valores da carga a considerar

nos modelos com base na parcela total da carga de projeto aplicada em obra, dividindo-a pelo espaçamento médio entre escoras pré-esforçadas que, na Secção 2, correspondem às de maior comprimento, obtendo uma carga equivalente por metro de desenvolvimento longitudinal da parede. Ressalva-se também que os números no modelo devem ser de sinal negativo para ter em conta o funcionamento à compressão da escora. Por fim, resumem-se, na Figura 4.6 as etapas construtivas em cada secção.

Tabela 4.5 – Cargas de pré-esforço usadas na modelação

		Pré-esforço aplicado em obra [kN]	Afastamento médio entre escoras [m]	Pré-esforço no modelo [kN/m]
Secção 1	1º nível	600	11,8	50,8
	2º nível	1800	11,8	152,5
Secção 2	1º nível	600	8,5	70,6
	2º nível	1800	6,9	260,9

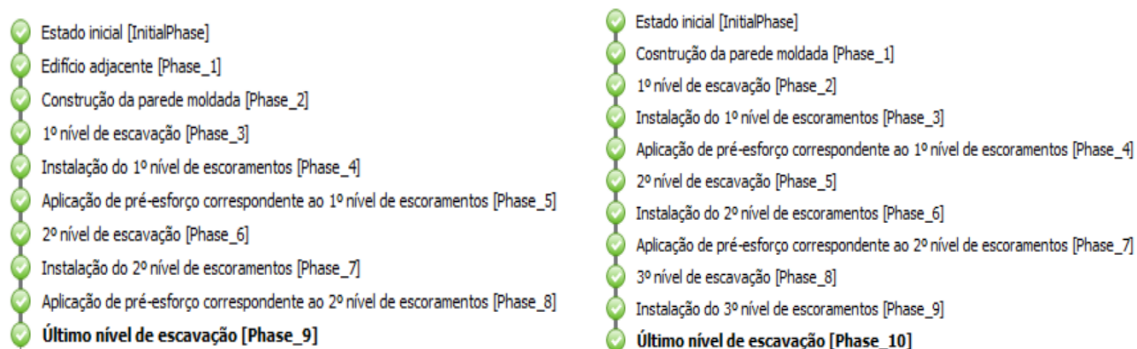


Figura 4.6 – Faseamento construtivo até a chegada à base da escavação: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

4.4. Análise de resultados

Nesta secção é feita uma análise dos movimentos associados ao processo de escavação, com destaque para os deslocamentos horizontais sofridos pela contenção à medida que este avança, bem como o cálculo dos esforços máximos a que esta estará sujeita, juntamente com os esforços axiais instalados no escoramento metálico.

4.4.1. Deslocamentos

Na Figura 4.7 apresentam-se as deformadas dos modelos com um fator de escala x150, correspondente à fase em que se atinge o último nível de escavação, situação que constitui o cenário mais condicionante. Note-se, antes de mais, que os movimentos mais importantes a relatar constituem os deslocamentos da cortina acima e abaixo do nível escavado, confirmando-se, na Secção 2, o maior acréscimo dos horizontais para o interior da escavação, as deformações verticais do terreno associadas a assentamentos na superfície do tardoz e a empolamentos na

base da escavação, assim como a descompressão no maciço suportado aliado ao movimento da cortina.

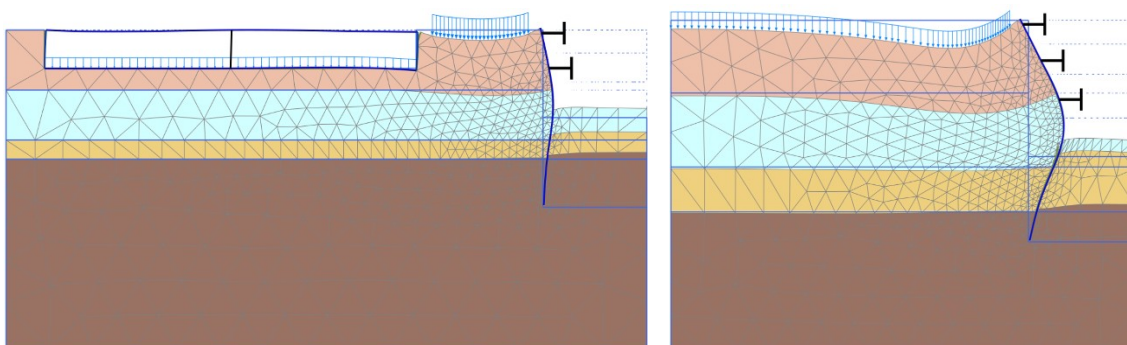


Figura 4.7 – Deformada na fase final de escavação: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

Adiantam-se valores máximos de 14mm de assentamento do terreno à superfície, associado à aplicação da sobrecarga e ao movimento horizontal do terreno, e cerca de 10mm de empolamento na base da escavação, ambos registados na última fase de escavação da Secção 2. Este último pode ser explicado pelo alívio da tensão vertical resultante do maciço escavado sobre o solo que está imediatamente por baixo, no qual aparecem forças direcionadas para cima que representam o peso da massa de solo retirado, o que obriga o solo a levantar. O mesmo fenómeno pode ser usado para explicar o movimento horizontal da cortina, na qual, neste caso, se geram forças no sentido do interior da escavação que restabelecem o equilíbrio estático quando o solo é escavado, originando a descompressão do terreno do tardoz [9]. O edifício modelado, sensível aos assentamentos provocados pela escavação, sofre um deslocamento vertical máximo de 1mm, cumprindo o critério de alerta estabelecido.

As Figuras 4.8 e 4.9 descrevem a evolução dos deslocamentos horizontais da cortina ao longo do processo construtivo. Junto de cada deformada vem referenciada a fase correspondente, de acordo com a enumeração apresentada na Figura 4.6, relativa a cada secção. Chama-se à atenção de que a análise apenas tem início aquando do primeiro nível de escavação efetuado.

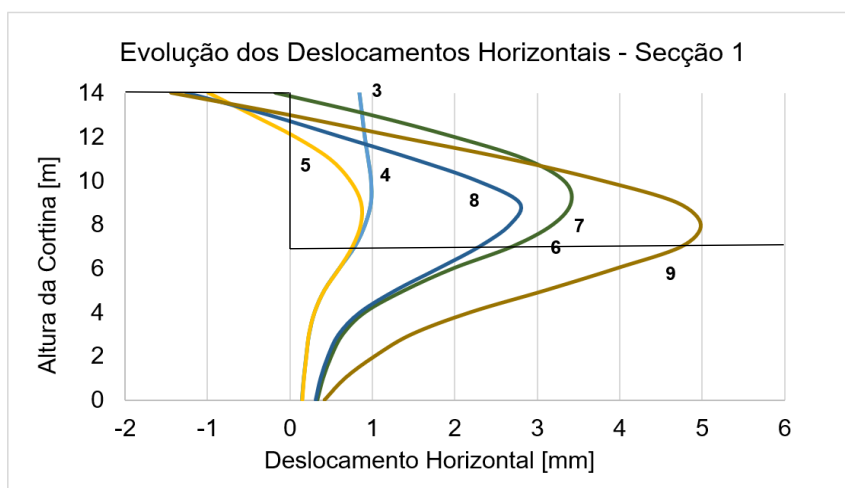


Figura 4.8 – Evolução dos deslocamentos horizontais: Secção 1

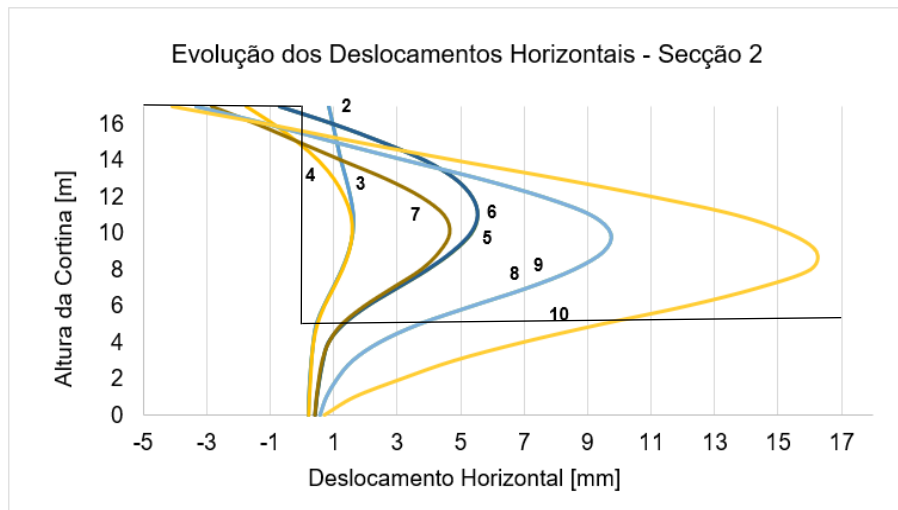


Figura 4.9 – Evolução dos deslocamentos horizontais: Secção 2

A primeira observação recai sobre o aspeto típico da deformada da cortina em fase autoportante quando se escava pela primeira vez, resultado do primeiro alívio de tensões no terreno do tardoz, com um perfil de deslocamentos horizontais que cresce da base para o topo, mantendo-se aproximadamente constante a partir de uma certa altura.

Importa referir que a deformada da cortina, face à obtida na escavação anterior, mantém-se aproximadamente constante aquando da instalação de um novo nível de escoras, como se pode observar nos dois gráficos. Nota-se que o travamento apenas tem a capacidade de recuperar os deslocamentos sofridos pela escavação quando é aplicada a carga de pré-esforço sobre a escora. O caso específico do terceiro nível de escoramento da Secção 2 comprova que, quando o pré-esforço é dispensado, a escavação que se segue depois de instalada a escora tende a agravar o movimento da cortina no sentido do interior da escavação, sem que antes tenha sido recuperada qualquer parcela dos deslocamentos.

Após a aplicação do primeiro pré-esforço, com a escavação seguinte, as pressões do maciço suportado voltam a aliviar, caminhando para o estado ativo na zona abaixo da escora já pré-esforçada, fazendo aumentar de novo a deformada. A fase da segunda aplicação da carga praticamente que fixa o deslocamento no topo da cortina para dentro do terreno em 1mm na Secção 1 e 3mm na Secção 2, sendo que a rotação se mantém aproximadamente constante a partir da primeira carga.

É comum observar nas duas secções uma sucessiva descida em altura do ponto onde o deslocamento da cortina é máximo, aproximando-se, no fim do processo, no caso da Secção 2, do apoio correspondente ao último nível de escoras, ao contrário do que se verifica na Secção 1, que se afasta deste e se aproxima da base de escavação. As situações acabam por ser ligeiramente diferentes uma vez que na Secção 2 não é aplicado pré-esforço no último nível, o que favorece uma maior mobilização de tensões no solo do tipo passivo na frente da cortina

quando é escavada a última porção de terreno, reduzindo um pouco os deslocamentos próximos do fundo da escavação e originando o ponto máximo da deformada mais subido.

Na posse dos resultados da instrumentação, pode concluir-se, pela Tabela 4.6, que a concordância entre os movimentos horizontais medidos em obra e os calculados pelo modelo é bastante boa no caso da Secção 2. A tabela compara os deslocamentos horizontais na última fase de escavação ao nível dos travamentos, assim como os valores máximos nas duas secções. Os inclinómetros I5 e I3 instalados em obra (Anexo III) permitiram a recolha dos dados relativos às Secções 1 e 2, respetivamente.

Tabela 4.6 – Comparação dos deslocamentos horizontais: Instrumentação vs. Modelação

	Secção 1			Secção 2			
	1º nível	2º nível	Máx.	1º nível	2º nível	3º nível	Máx.
Instrumentação [mm]	5,36	5,04	4,80	-1,23	4,30	11,38	13,91
Modelação [mm]	-0,86	3,22	4,98	-2,69	5,39	13,64	16,15

A maior dispersão dos resultados da Secção 1 deve-se a uma discordância entre os valores dos deslocamentos da parede registados naquela zona específica da obra, uma vez que no alçado oposto ao da secção é possível observar, pelo inclinómetro I2 (Anexo V), que a cortina deforma na sua totalidade no sentido do terreno, o que indicia que poderá ter havido um desequilíbrio de impulsos no tardo dos dois lados da contenção à medida que a escavação avançava, e que tenha levado na Secção 1 a um movimento contrário para o interior da escavação duma forma excessiva.

4.4.2. Esforços na contenção

Em relação aos esforços, as Figuras 4.10 e 4.11 mostram as envolventes dos diagramas de esforço normal, transversal e momento fletor tendo em conta as fases de todo o processo construtivo até chegar à fase final da escavação. O programa automaticamente associa valores negativos do lado esquerdo da contenção e positivos do lado direito.

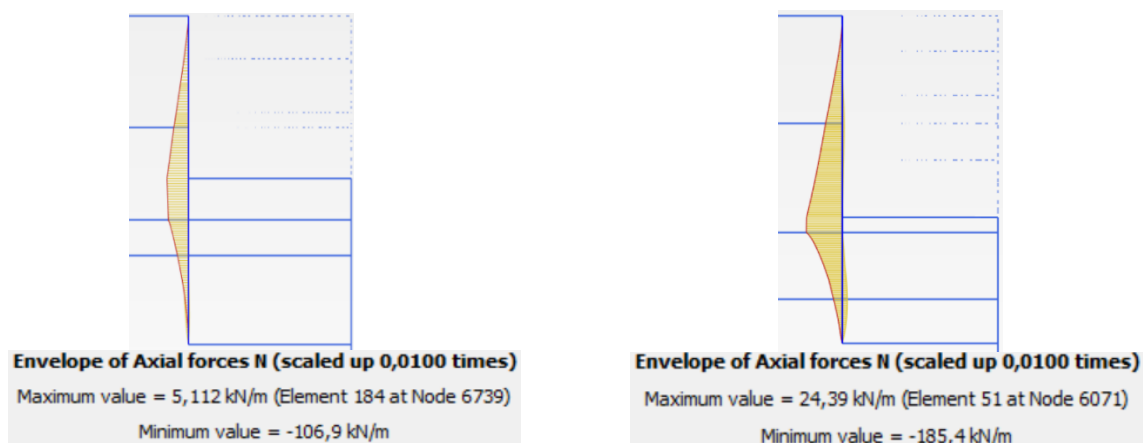


Figura 4.10 – Envolvente de esforço axial: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

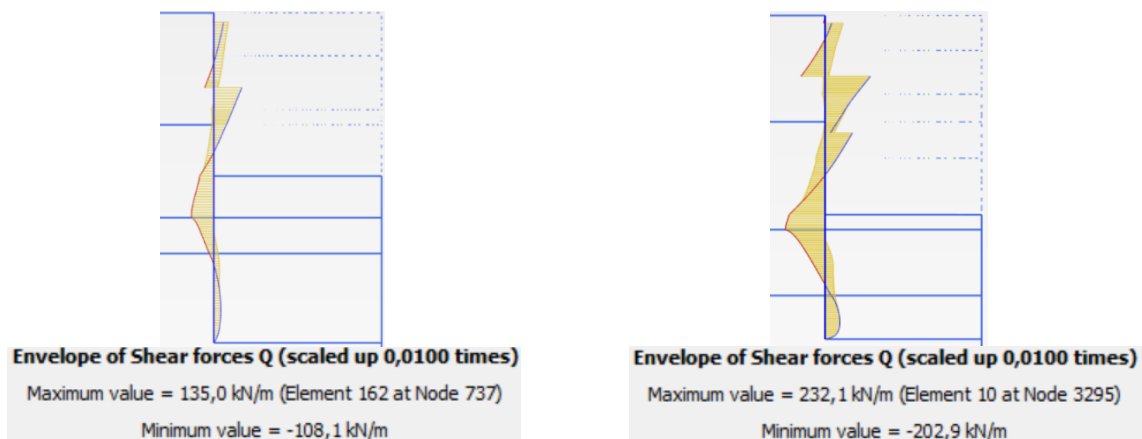


Figura 4.11 – Envoltura de esforço transversor: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

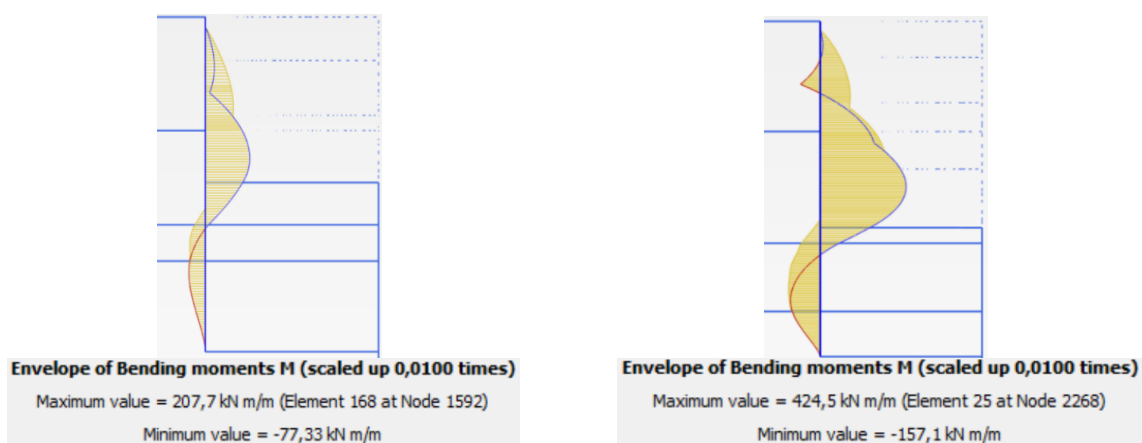


Figura 4.12 – Envoltura de momento fletor: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

Como seria de esperar, os esforços máximos na parede da Secção 2 atingem valores superiores por comparação com os da Secção 1 atingem valores superiores, estando em conformidade com os resultados dos deslocamentos calculados no ponto anterior também superiores nesta secção.

A propósito do esforço normal, os diagramas refletem um crescimento aproximadamente linear desde o topo, onde se regista o valor zero, até ao fundo da escavação, onde este atinge o valor de máximo à compressão de 185,4kN/m. Como se pode observar, o andamento do diagrama não depende da posição das escoras porque a sua ação não introduz nenhuma força de componente vertical na cortina, ao contrário daquilo que aconteceria, por exemplo, com uma ancoragem. Pelo contrário, no caso do esforço transversor, é claramente visível a descontinuidade que existe no diagrama devido à carga horizontal introduzida pela escora, com um “salto” de valor igual à sua reação, onde se acaba por registar o valor máximo de 232,1kN/m.

O diagrama de momentos apresenta uma forma parabólica acima da última plataforma de escavação, devido aos impulsos do terreno que atuam como uma carga distribuída no tardoz, originando um momento máximo positivo de 424,2kNm/m na Secção 2. Nas zonas de contacto

com as escoras, existe uma redução do valor do momento por conta da ação da força horizontal do travamento sobre a parede, chegando este mesmo a ter uma rigidez capaz de mobilizar um momento negativo no segundo apoio da Secção 2, o que, por muito pouco, já não acontece no caso da Secção 1. É, no entanto, na zona abaixo do fundo da escavação das duas secções que estes predominam, devido ao grau de encastramento que está sujeita a cortina ao longo da sua altura enterrada, atingindo um valor de 37% do máximo momento positivo em cada secção.

4.4.3. Esforços axiais no escoramento

Em matéria da solução de escoramento metálico é, antes de mais, apresentada a evolução da carga resultante axial em cada nível ao longo do processo de escavação, partindo do ponto em que é instalada a primeira escora. As Figuras 4.13 e 4.14 dizem respeito à reação de compressão na escora por metro de desenvolvimento longitudinal em cada fase, seguindo mais uma vez a enumeração referenciada na Figura 4.6.

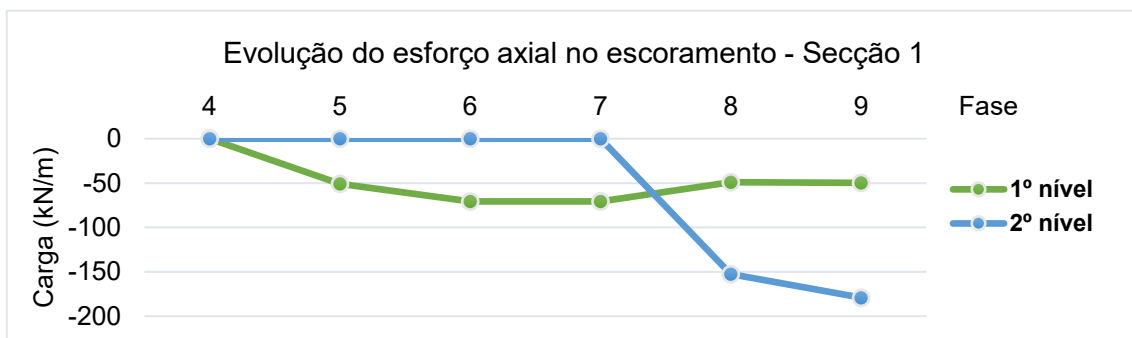


Figura 4.13 – Evolução do esforço axial em cada nível de escoramento: Secção 1

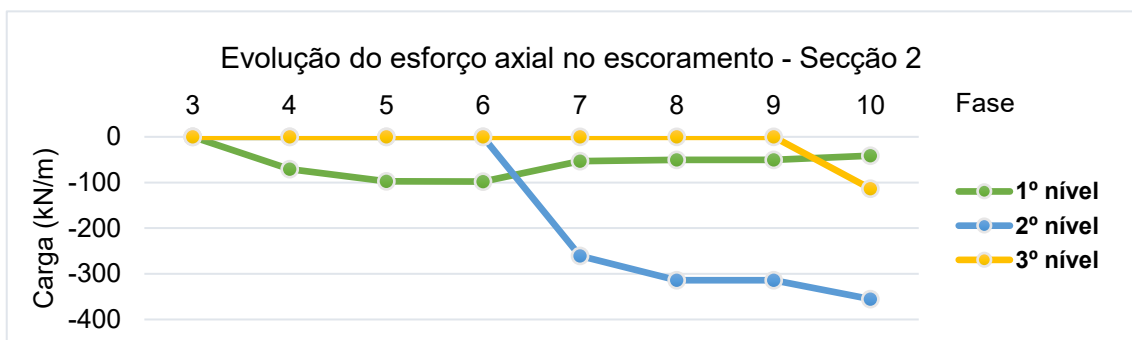


Figura 4.14 – Evolução do esforço axial em cada nível de escoramento: Secção 2

As escoras são solicitadas, em primeira instância, pelo esforço axial de compressão introduzido pelo macaco hidráulico por aplicação da carga de pré-esforço, correspondente à fase 5 no caso da Secção 1 e à fase 4 no caso da Secção 2, registando-se um aumento quando desta se procede à escavação do nível seguinte, de 39% no primeiro nível de escoras, atingindo o seu valor máximo, e cerca de 20% no segundo nível.

O crescimento da carga instalada na primeira escora pode ser explicado tendo em conta o maior vão que terá de ser vencido para suportar o acréscimo dos impulsos do terreno do tardo, que,

como já foi explicado anteriormente, devido à massa de solo retirada, tenderá a deslocar-se ainda mais para o interior da escavação, comprimindo ainda mais a escora. À medida que o processo avança, dá-se um decréscimo da carga do primeiro nível devido ao pré-esforço do segundo, que conduz a uma redistribuição de esforços que obriga ao alívio das tensões instaladas inicialmente na escora, para um esforço relativamente reduzido que se mantém aproximadamente constante até ao fim da construção. Por outro lado, o pré-esforço elevado que é aplicado no segundo caso sobressai a transferência de carga vinda do primeiro, sofrendo aquele uma subida menos acentuada aquando da realização da escavação seguinte pela contribuição em parte da escora do primeiro nível no equilíbrio da carga exercida pelo terreno.

Os caminhos separam-se na Secção 2 com a entrada em funcionamento do terceiro nível de escoramento que, mesmo sem pré-esforço, consegue atingir um patamar de carga ainda considerável, chegando a ser superior ao incremento inicial do primeiro nível pré-esforçado. A deformada no último nível de escavação ajuda a explicar o esforço mobilizado na escora, uma vez que esta se encontra próxima do ponto onde a cortina atinge o deslocamento horizontal máximo. Por outro lado, o maciço logo abaixo da escavação acaba por retirar parte da responsabilidade à escora de resistir às pressões do tardo, embora pelas suas fracas características de resistência não lhe seja dada tanta importância.

Como se pode concluir, o processo de escavação tem um peso enorme na variação no valor da carga instalada em cada escora, pelo que uma análise em matéria deste assunto revela-se indispensável para que se proceda a um dimensionamento correto dos elementos de travamento.

A Tabela 4.7 resume os valores máximos da carga axial verificada ao longo do faseamento construtivo em cada um dos níveis de travamento.

Tabela 4.7 – Esforços máximos em cada nível de travamento

	Secção 1		Secção 2		
	1º nível	2º nível	1º nível	2º nível	3º nível
Carga axial máxima [kN/m]	-70,58	-179,20	-97,91	-355,26	-113,47

Reúnem-se as condições, nesta fase, para que se completem os modelos do *SAP2000* no que diz respeito à definição do valor da carga de faseamento a aplicar sobre o contorno da estrutura, que terá necessariamente de ir de encontro aos resultados da tabela anterior, que representam a situação mais condicionante para cada um dos três níveis.

A modelação das cargas no *SAP2000* tem em conta as duas zonas da obra definidas em planta na Figura 4.1, ou seja, as cargas resultantes da Secção 1 são atribuídas às *frames* do primeiro e segundo nível que delimitam a Zona 1 da obra, enquanto as da Secção 2 são atribuídas às *frames* do primeiro, segundo e terceiro nível que delimitam a Zona 2 da obra. Este é um método simplificado que permite um dimensionamento das escoras sujeitas a um carregamento de acordo com a zona a que pertencem, admitindo que, como foi explicado no início deste capítulo, cada secção modelada no *Plaxis 2D* representa a zona em que está inserida.

Na Figura tal aparece representado, em vista tridimensional, o diagrama de esforço axial resultante em todos os elementos de escoramento metálico utilizados em obra nos três pisos, onde adicionalmente é possível observar a discretização em elementos mais pequenos adotada em todas as *frames*. Os elementos com o diagrama a vermelho indicam um esforço axial de compressão e a azul um esforço axial de tração.

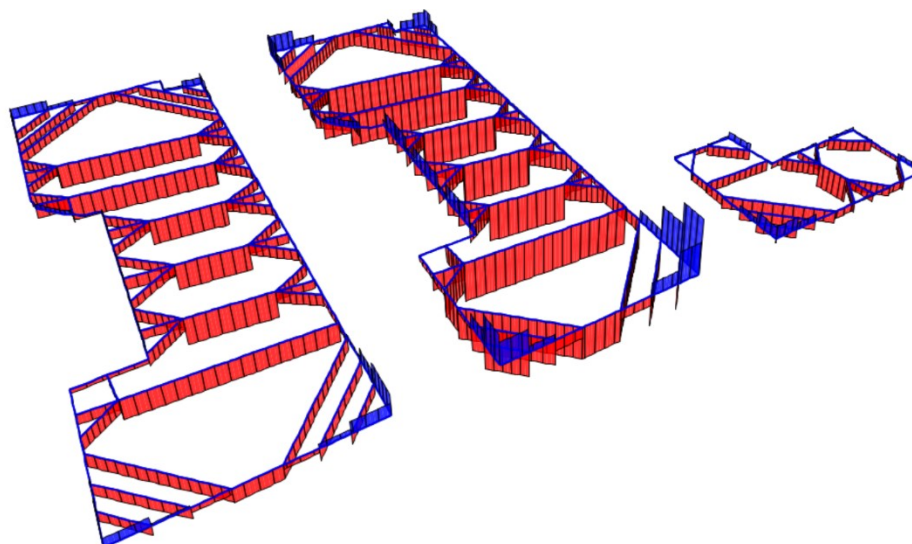


Figura 4.15 – Diagrama de esforço axial: Primeiro, segundo e terceiro nível de travamento

4.5. Cálculos de previsão

A primeira análise teve por base os resultados obtidos de uma modelação que representa o cenário existente em obra. Nesta secção, essa avaliação é agora complementada com um estudo de previsão, desenvolvido quantitativamente e qualitativamente para que se perceba a importância que certos fatores hipotéticos terão no desempenho da estrutura da solução de projeto.

4.5.1. Estudo da substituição dos escoramentos pelas lajes

O primeiro caso aponta no sentido do processo construtivo inicialmente pensado em projeto, tendo em vista a execução definitiva das caves do edifício executadas pelo método tradicional “bottom-up”, isto é, de baixo para cima, em conjunto com a retirada dos escoramentos.

4.5.1.1. Caracterização das lajes

A modelação das lajes é conseguida através de elementos *fixed-end-anchor* colocados ao longo da altura da parede, à semelhança do sucedido para as escoras.

Na Tabela 4.8 referem-se as espessuras das lajes designadas pela ordem de betonagem, juntamente com as propriedades definidas para cada uma. Considera-se que o betão utilizado constitui um C35/45, de módulo de elasticidade 34GPa, não tendo sido considerada uma redução da rigidez do betão devido à sua fendilhação.

Tabela 4.8 – Parâmetros das lajes dos pisos enterrados

	Espessura [m]	Rigidez axial [kN/m/m]	Espaçamento [m]	Comprimento equivalente [m]
Laje de fundo	0,60	20,4E+6	1,0	1,0
Laje piso -2	0,22	7,48E+6	1,0	1,0
Laje piso -1	0,22	7,48E+6	1,0	1,0
Laje piso 0	0,24	8,16E+6	1,0	1,0

A solução estrutural do edifício envolve a execução da laje do último piso sobre um tapete drenante, por sua vez localizado sobre a laje de fundo. Por forma a representar este conjunto, a modelação pressupõe um único elemento de mola que assume a designação “Laje de fundo”, cuja espessura é tomada como a soma das espessuras relativas à laje do pavimento e da laje de fundo, válida para as duas secções. A modelação da laje do piso -2 aplica-se exclusivamente à Secção 2, visto que na Secção 1 apenas está prevista a construção da laje do piso 0, -1 e da laje de fundo.

4.5.1.2. Faseamento construtivo

Por cada nível de escora instalada será futuramente construída, imediatamente acima, a laje do piso que assumirá a responsabilidade do travamento da parede moldada de modo a equilibrar os impulsos do terreno, que continuarão a ter que ser contabilizados, mesmo em fase definitiva.

O processo construtivo envolve a retirada dos escoramentos metálicos apenas e só depois da construção da laje do piso sobrejacente, situação que é benéfica, pois o travamento da parede em cada nível nunca em momento algum deixa de ser assegurado, o que sugere que, à partida, tanto a parede moldada como as escoras metálicas não estarão sujeitas a esforços superiores àqueles que já foram calculados. Para testar esta hipótese são usados os modelos bidimensionais já desenvolvidos, simulando agora os incrementos correspondentes às novas etapas do faseamento construtivo designadas na Figura 4.16

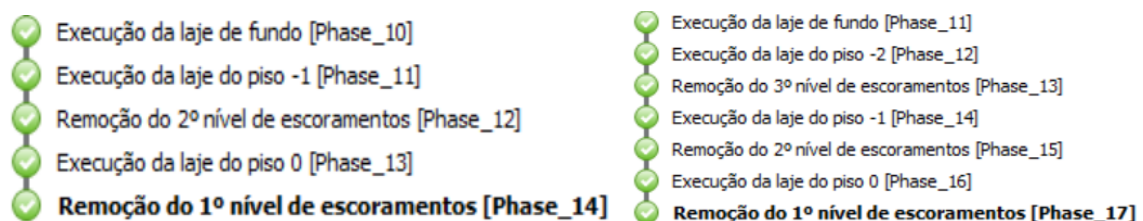


Figura 4.16 – Novos incrementos ao faseamento construtivo: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

Note-se que os elementos *fixed-end-anchor* que representam a laje de fundo, a laje do piso 0 e as restantes são posicionados, respetivamente, no cruzamento da parede com o fundo da escavação, no topo da cortina e 30cm acima dos *fixed-end-anchor* das escoras.

4.5.1.3. Breve discussão dos resultados

Representam-se na Figura 4.17 as distribuições dos deslocamentos horizontais nos modelos que correspondem às fases da subida da superestrutura em que se registam as maiores diferenças face aos resultados obtidos na chegada ao último nível de escavação.

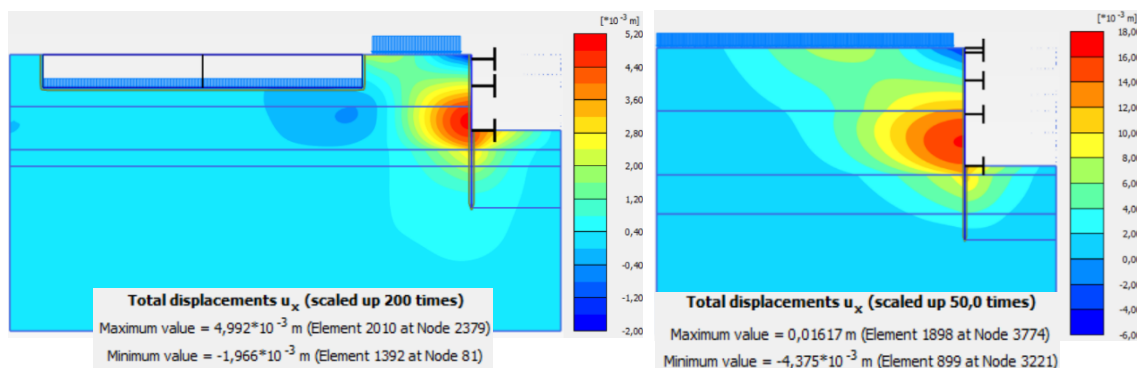


Figura 4.17 – Deslocamentos horizontais máximos: Secção 1 (à esquerda), Secção 2 (à direita)

É fácil concluir que a variação do comportamento em serviço da cortina à medida que as escoras vão sendo retiradas é praticamente desprezável, com diferenças nas duas secções que, sendo inferiores ao milímetro, podem ser entendidas como um erro computacional do programa sem qualquer significado físico. Em relação aos esforços na contenção, as envolventes de esforço transversal e de momento fletor indicam novamente uma correspondência quase total com os valores máximos que se verificam no fim do processo de escavação, pelo que se dispensa a sua apresentação.

Por sua vez, os esforços de compressão nas escoras do primeiro nível vão progressivamente e aos poucos diminuindo à medida que vão sendo construídas as lajes, enquanto nas restantes estes permanecem praticamente constantes até à sua remoção. Desta forma, não haverá necessidade de os considerar no cálculo do dimensionamento dos elementos de escoramento. Por outro lado, regista-se, aquando da retirada de uma escora, uma subida acentuada do esforço de compressão da laje executada para o travamento desse nível, atingindo, no processo construtivo inverso, valores máximos um pouco inferiores aos da referida escora, salvo exceção da laje do piso -2, que chega mesmo a ultrapassar. As lajes de fundo e do piso 0 acabam por absorver uma percentagem de carga meramente residual.

Deste estudo pode ser retirado que o faseamento construtivo pensado em projeto não introduz quaisquer condições desfavoráveis ao desempenho dos elementos estruturais, concluindo também que as lajes dos pisos enterrados constituem um tipo de travamento suficientemente eficaz ao ponto de impedir quaisquer acréscimos de deslocamentos para o interior da escavação nos pontos de contacto com a cortina de contenção, pelo que, na prática, poderiam perfeitamente ter sido modeladas como molas de rigidez infinita, por forma a simular um apoio fixo.

4.5.2. Estudo da variação da rigidez de flexão da cortina

É ainda equacionada a viabilidade de uma solução de parede moldada com uma espessura inferior à adotada em projeto, que ao mesmo tempo se considere razoável de ser praticada em obras desta natureza, neste caso definindo um novo valor de 40cm, já próximo do mínimo admissível [13]. Os valores de rigidez e de pré-esforço das escoras permanecem inalterados.

A solução alternativa requer que sejam redefinidas as propriedades do elemento *plate* que caracteriza a parede moldada seguindo o exemplo da parametrização apresentada no ponto 4.3.1.2, distinguindo-se desta no valor da rigidez axial $EA=13,6E+6kN/m$, rigidez de flexão $EI=18,133E+4kNm^2/m$ e peso do elemento $w=2,4 kN/m/m$, tendo a solução sido testada com êxito na modelação das duas secções.

4.5.2.1. Efeitos na contenção

Apresentam-se, assim, nas Figuras 4.18 e 4.19 as envolturas dos diagramas de esforço transversal e de momentos fletores da nova solução resultantes do processo de escavação.

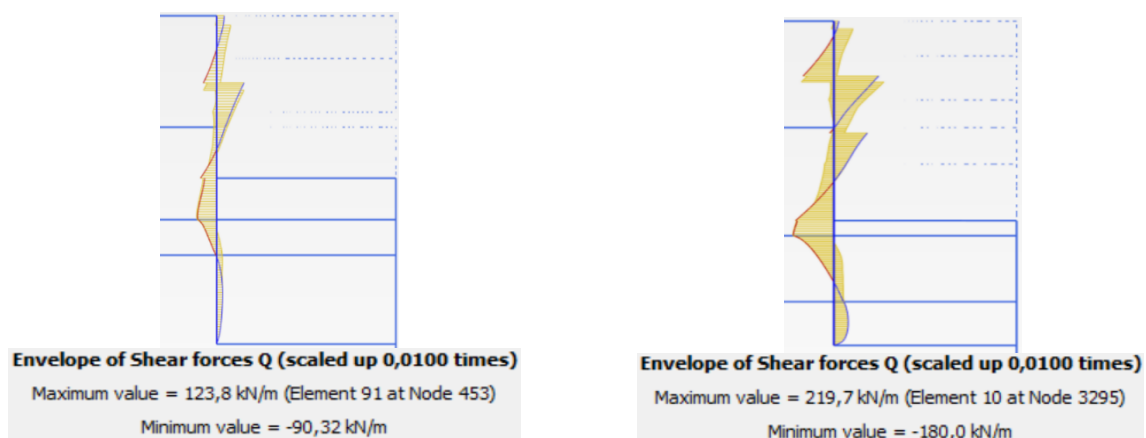


Figura 4.18 – Envoltura de esforço transversal – Espessura de 40cm: Secção 1 (à esquerda);
Secção 2 (à direita)

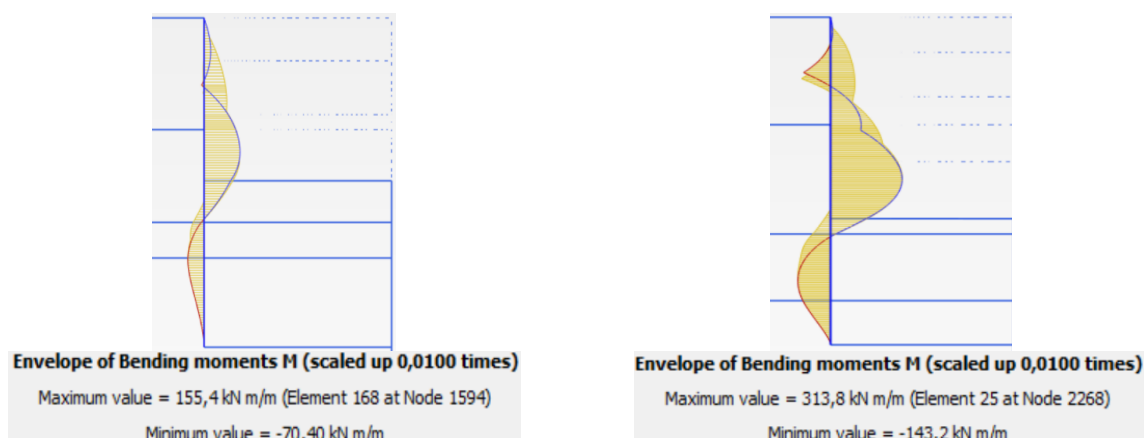


Figura 4.19 – Envoltura de momento fletor – Espessura de 40cm: Secção 1 (à esquerda);
Secção 2 (à direita)

Numa primeira observação é possível retirar que a forma dos diagramas vai de encontro àquela que foi obtida na análise anterior, sendo, no entanto, mais facilmente detetáveis os pontos de localização das escoras pelos mínimos locais mais acentuados nos diagramas de momento fletor. No geral, os esforços máximos e mínimos mobilizados na parede são inferiores quando a espessura é mais reduzida, com um decréscimo em 26% nos momentos fletores máximos positivos e de 9% nos momentos fletores máximos negativos.

Nota-se também uma maior proximidade dos valores do esforço transversal dum lado e do outro dos apoios das escoras, o que em termos práticos se traduz num aumento do valor mais baixo do diagrama nesses pontos, em simultâneo com uma descida de 5 a 8% do esforço positivo máximo, que continua a ocorrer ao nível da segunda escora, onde o pré-esforço é maior.

A Figura 4.20 mostra ainda os deslocamentos horizontais experienciados pela solução na fase final de escavação.

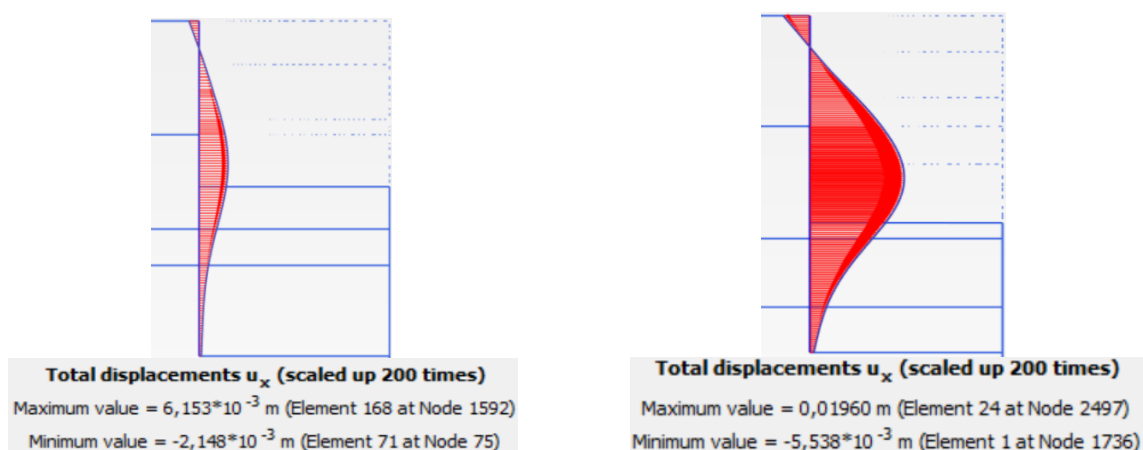


Figura 4.20 – Deslocamentos horizontais – Espessura de 40 centímetros: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

Como seria de esperar, a uma cortina de contenção mais flexível vem naturalmente associadas maiores deformações para o interior da escavação, sendo maior a rotação em torno do topo e também os deslocamentos no sentido do terreno junto ao primeiro nível de escoras. Matos Fernandes [8] explica ainda que, por ser o único elemento da estrutura de suporte abaixo do fundo da escavação, a parede moldada, através da sua rigidez de flexão, pode contribuir de uma forma importante para o controlo das deformações nessa zona. No entanto, mesmo com uma redução para cerca de metade da referida rigidez, como é o caso, por estar encastrada num estrato rijo competente e por ainda apresentar uma rigidez considerável, a solução não exige que haja uma evolução do estado de tensão do solo abaixo da escavação no sentido da rotura que pudesse levar a um aumento significativo dos deslocamentos da cortina. Verifica-se que para a solução com 50cm de espessura há um aumento médio máximo de 23% na deformada para o interior da escavação, o que demonstra que a redução da espessura para 40cm não afeta substancialmente a grandeza dos deslocamentos.

4.5.2.2. Efeitos no escoramento

No que toca aos travamentos, é feita a comparação dos esforços máximos mobilizados em cada nível de escoras entre as duas cortinas de diferentes rigidezes presentes na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Comparação dos esforços axiais máximos no escoramento: Espessura 50cm vs. Espessura de 40cm

	Carga Axial Máxima [kN/m]				
	Secção 1		Secção 2		
	1º nível	2º nível	1º nível	2º nível	3º nível
Espessura 50 cm	-70,58	-179,20	-97,91	-355,26	-113,47
Espessura 40 cm	-67,83	-182,77	-93,91	-360,02	-127,75

Os resultados demonstram, no geral, uma ligeira redução do esforço axial máximo no primeiro nível de escoramento da solução de contenção menos rígida. Da mesma forma, no segundo nível o aumento é muito pouco significativo, acabando-se por registar a maior subida no terceiro nível em cerca de 15kN/m.

A primeira conclusão a retirar dos resultados anteriores é que uma eventual redução da espessura da contenção de parede moldada no projeto não gera alterações importantes nas cargas que atuam nas escoras, devendo, no entanto, serem tomadas as devidas precauções no dimensionamento dos elementos dos níveis mais abaixo numa situação em que a altura de escavação possa já ser considerável.

A redução da rigidez de flexão da cortina tem como consequência uma perda da sua capacidade de resistir aos impulsos do terreno no tardoz, o que leva a uma maior responsabilidade por parte das escoras no equilíbrio destas cargas, com o sistema a redistribuir parte dos esforços inicialmente instalados na parede para os apoios. Verifica-se, de facto, uma maior diminuição dos esforços da parede nas zonas onde simultaneamente se assiste ao maior aumento dos esforços nas escoras, o que comprova a afirmação anterior. Porém, no primeiro nível de escoras a diminuição da carga axial pode ser explicada pela maior flexibilidade da cortina no sentido em que permite uma deformação no topo no sentido do terreno mais acentuada por comparação com uma solução mais rígida.

4.5.3. Estudo da importância da redução do pré-esforço das escoras

Por fim, é interessante verificar a resposta da estrutura de contenção aquando de uma redução significativa dos níveis do pré-esforço nos dois primeiros níveis de escoramento, modelando a solução com uma reserva de carga de 5% do valor total definido em projeto. Esta pequena percentagem está associada à hipótese simplificada de se considerarem os mesmos parâmetros de rigidez das escoras definidos em 4.3.1.3.

4.5.3.1. Efeitos na contenção

A evolução dos deslocamentos horizontais da cortina, desde a primeira aplicação do pré-esforço, até que se atinga a profundidade projetada para a escavação, é comparada nas Figuras 4.21 e 4.22 a propósito do novo índice de pré-esforço utilizado. Como já foi observado, a deformada da cortina não se altera quando da realização da escavação precedente se procede à instalação de um nível de escoramento, daí as respetivas fases não aparecerem representadas, no caso a fase 7 da Secção 1 e as fases 6 e 9 da Secção 2.

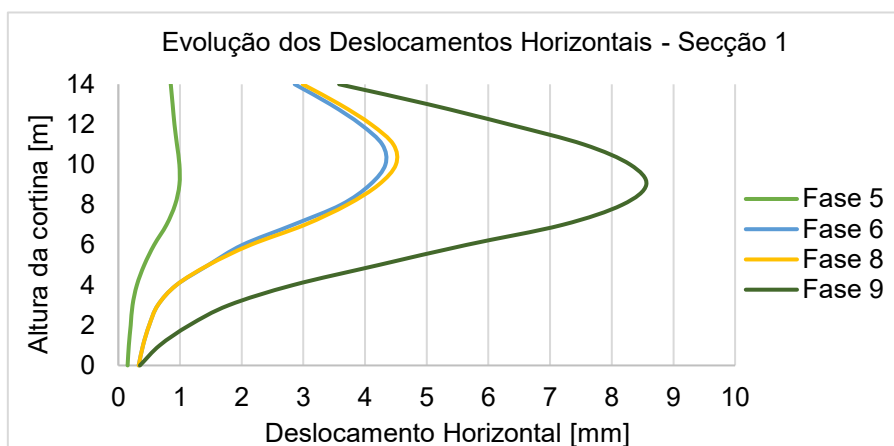


Figura 4.21 – Evolução dos deslocamentos horizontais – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 1

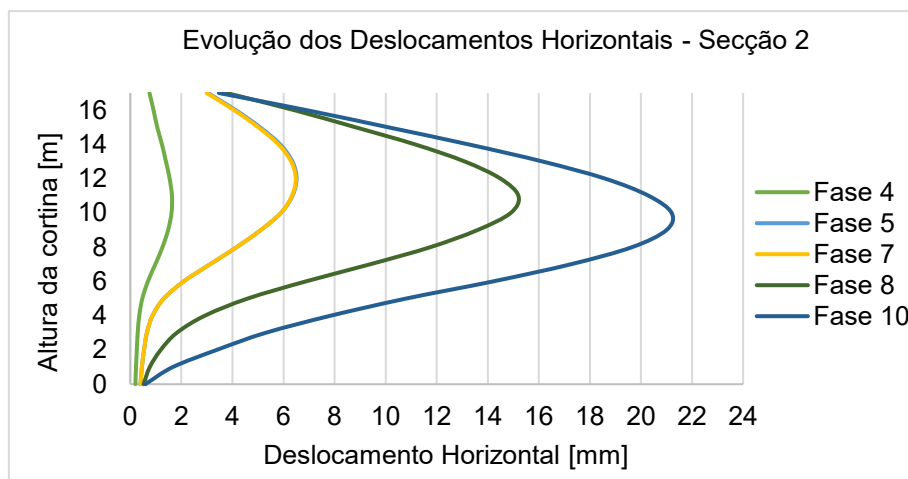


Figura 4.22 – Evolução dos deslocamentos horizontais – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 2

Ao contrário do que foi salientado no estudo da cortina sujeita às cargas de 600 kN e 1800 kN, a redução significativa da parcela do pré-esforço impossibilita que sejam recuperados quaisquer deslocamentos resultantes de qualquer uma das fases, deixando de haver esse controlo do movimento da cortina sempre no sentido do interior da escavação, que começa logo por não ser

restringido na primeira fase de aplicação da carga, mantendo a deformada aproximadamente constante ao longo da altura de escavação em cerca de 1mm para fora do terreno.

O efeito da redução do pré-esforço começa-se a agravar quando se procede à escavação do nível seguinte, sobretudo no topo da cortina, onde o valor do deslocamento horizontal chega a atingir 3mm, sendo nesta fase que se começa a desenvolver a curvatura da parede para o interior da escavação. Este valor, excessivo para a fase em que decorre o processo, querará dizer que a rigidez do escoramento, só por si, não é suficiente para impedir novos acréscimos do deslocamento nas suas proximidades, originando um movimento que se afasta um pouco daquele que envolve a rotação em torno do topo.

À medida que o processo é repetido verifica-se um aumento progressivo do movimento da cortina para o interior da escavação, registando-se na segunda aplicação do pré-esforço um andamento da deformada quase idêntico à verificada na fase de escavação anterior, ao que resulta, chegando à cota de fundo de escavação, num deslocamento horizontal máximo perto de 9mm, quase o dobro do experienciado pela contenção onde é aplicada a totalidade da carga de pré-esforço, de 5mm, na Secção 1. É curioso observar, por fim, em ambas as secções, uma certa estabilização do deslocamento no topo a partir do terceiro nível de escavação, como que “ativando” a escora de cima para que esta controle os movimentos horizontais na sua zona.

O cenário é em tudo semelhante na Secção 2, chamando apenas a atenção para o facto de quantos mais níveis estiverem previstos para escavação, maior será o afastamento da cortina da sua posição original indeformada para o interior da escavação ao longo das diversas fases, atingindo, neste caso, um valor horizontal máximo próximo de 21mm no decorrer de todo o processo construtivo.

Em relação aos esforços mobilizados na contenção, através das Figuras 4.23 e 4.24 é possível visualizar a nova envolvente dos diagramas de esforço transversal e de momento fletor, com a indicação dos valores máximos e mínimos registados em toda a construção.

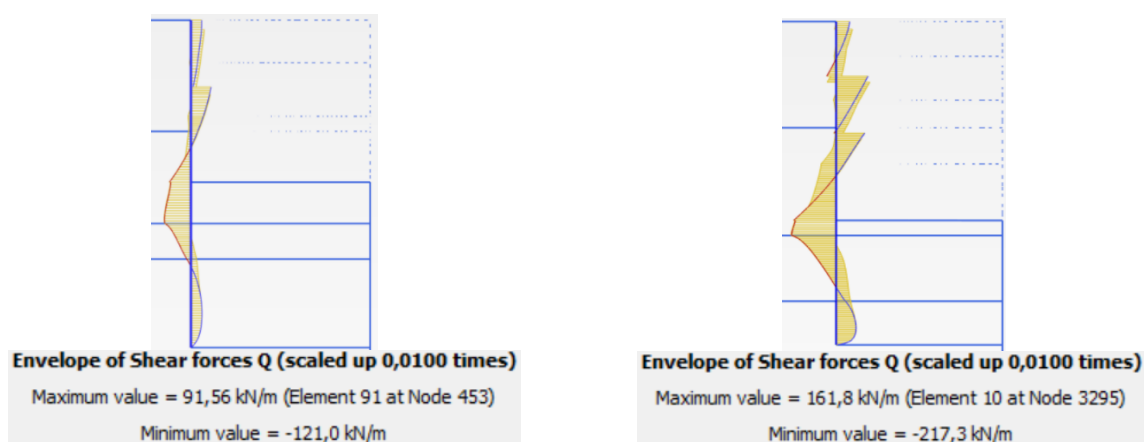


Figura 4.23 – Envolvente de esforço transversal – Pré-esforço de 5% da carga de projeto:
Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

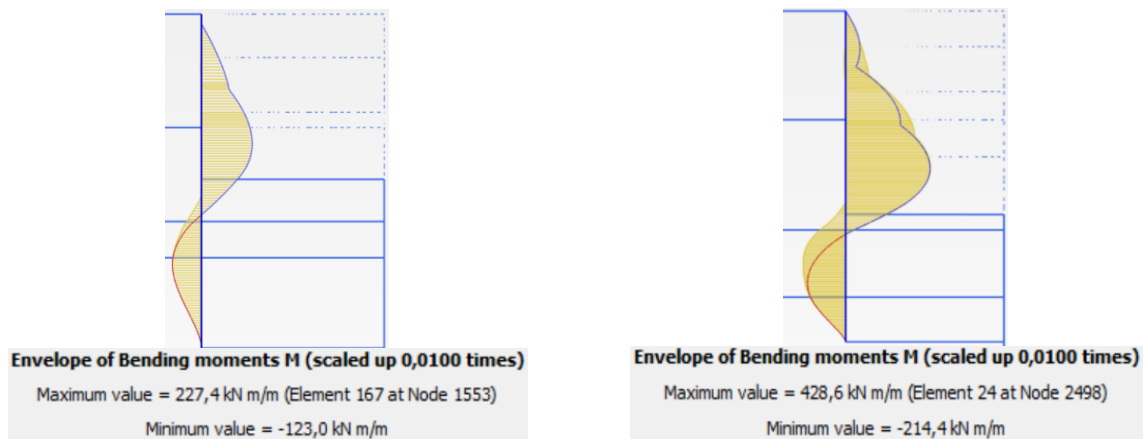


Figura 4.24 – Envoltiva de momento fletor – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

Assiste-se a um aumento generalizado dos esforços máximos dos dois lados da contenção, salvo a exceção de uma descida ainda considerável de 30 a 32% do valor máximo positivo do esforço transversal. Este dado está relacionado com um menor “salto” do diagrama onde a cortina é apoiada pelas escoras, aliada a uma menor rigidez do sistema fruto da diminuição do índice de pré-esforço nos dois primeiros. É interessante verificar, no diagrama correspondente à Secção 2 da Figura 4.23, que o comprimento do “salto” no terceiro nível de apoio praticamente não difere do que consta no respetivo diagrama da Figura 4.11 a propósito da resposta da cortina solicitada pela totalidade da carga nos níveis sobrejacentes, uma vez que, nesse nível, em nenhuma das situações é aplicado qualquer pré-esforço.

Por outro lado, embora numa forma mais ligeira, existe um aumento no valor em módulo do esforço transversal negativo na zona enterrada da cortina das duas secções, acompanhado por uma subida do momento máximo negativo de 60% na Secção 1 e de 36% na Secção 2, que pode ser interpretada como uma consequência da maior mobilização das tensões instaladas no maciço subjacente à escavação fruto da redução do pré-esforço, e que atuam “contra” a cortina no sentido do interior para o exterior da escavação.

O resultado mais expectável não deixa de ser o aumento dos momentos fletores positivos da cortina, cuja diferença, no entanto, acaba por não ganhar grande expressão no caso da Secção 2, podendo até dizer-se como desprezável, sendo os valores praticamente coincidentes. A base do contraste da Secção 1 para a Secção 2 está na influência do comportamento do terceiro nível de escoras na última, que, não tendo sido aplicado pré-esforço sobre este, permite uma maior curvatura para o interior da escavação na solução estudada inicialmente, e que determina o aparecimento de um momento fletor positivo máximo tão grande como o deste caso. Contudo, a forma dos diagramas é bastante diferente, tornando-se claro sobre o segundo apoio das duas secções a existência de um momento “negativo” bastante menos acentuado.

4.5.3.2. Efeitos no escoramento

À semelhança do estudo feito em 4.4, apresentam-se nos gráficos das Figuras 4.25 e 4.26 o andamento da carga axial em cada nível de escoramento até chegar à base da escavação.

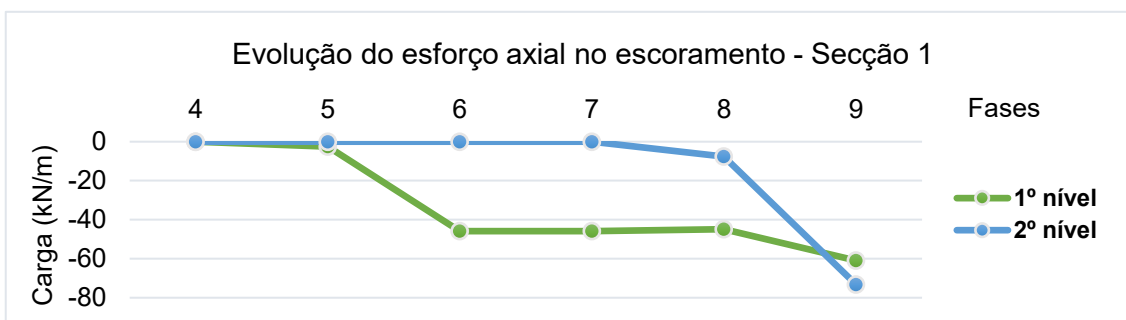


Figura 4.26 – Evolução do esforço axial em cada nível de escoramento – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 1

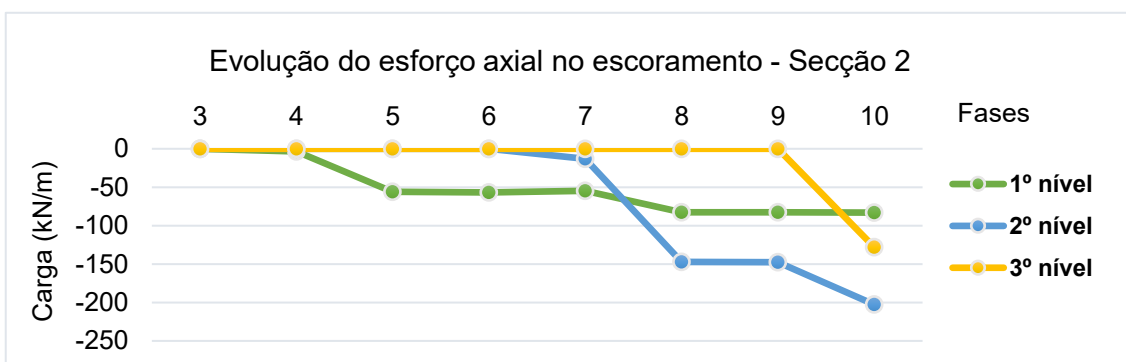


Figura 4.25 – Evolução do esforço axial em cada nível de escoramento – Pré-esforço de 5% da carga de projeto: Secção 2

Da primeira fase de aplicação do pré-esforço resulta naturalmente um acréscimo muito residual no valor da carga atuante no primeiro nível. Contudo, é de registrar, à medida que prosseguem os trabalhos de escavação do segundo nível, o dobro do crescimento desta face àquela que ocorre quando se aplica inicialmente toda a carga de pré-esforço, chegando a atingir valores não muito diferentes nas duas secções, mas que se encontram abaixo dos daquele cenário.

Novamente a reação no primeiro apoio mantém-se constante aquando da instalação do segundo, ao que se verifica, após a aplicação do segundo pré-esforço, um aumento no segundo acompanhado por uma diminuição no primeiro, ambos bastante ligeiros, praticamente na mesma proporção. No caso da Secção 1, o processo de escavação final culmina numa grande proximidade dos valores dos esforços dos dois níveis, com uma subida de 37% no primeiro em relação à fase anterior, algo que não acontece no cenário original, onde a carga acaba por se estabilizar a partir do momento em que é aplicado o segundo pré-esforço, e no caso do segundo, com um crescimento 2,5 vezes superior a esse cenário, ultrapassando a carga do primeiro.

A aplicação de uma quantidade importante de pré-esforço constitui uma ação imposta na estrutura que modifica gradualmente a sua deformada ao longo do processo construtivo e, por

isso, o perfil dos esforços axiais instalados nas escoras. Neste caso específico, pode dizer-se que o aumento progressivo do movimento da cortina para dentro da escavação, ao longo da sua altura total, produz um efeito semelhante na evolução daqueles esforços, praticamente num regime monótono crescente, o que prova que existe uma relação direta entre o crescimento dos deslocamentos horizontais da parede e dos esforços axiais no escoramento na mesma secção da contenção.

Concluída a escavação do terceiro nível na Secção 2, nota-se uma maior diferença nos esforços dos dois apoios em relação aos resultados na Secção 1 fruto de uma maior subida da carga do segundo aliada ao maior incremento da deformada da Secção 2 presente na Figura 4.22. Chegado ao último nível de escavação, a carga do primeiro mantém-se aproximadamente constante em 83kN/m, o que está de acordo com a diferença mínima do deslocamento que se verifica no topo da contenção face à escavação anterior. Já a do segundo aumenta novamente, para o valor máximo registado de 202kN/m, mas não tanto como o acréscimo que se verifica no terceiro, atingindo a marca dos 128kN/m, superior à da solução original, e que se localiza próximo da zona da cortina em que a deformação é a maior.

Pensa-se que a razão pela qual não foi equacionada a aplicação de pré-esforço no último nível de apoio da Secção 2, na solução original de projeto, está no maior aumento da tensão de compressão que a escora demonstra durante o processo de escavação final, que pode ser observado na presente situação onde praticamente não é aplicada tensão de pré-esforço nos apoios de cima. Este dado permite que a rigidez efetiva da escora, a partir do momento em que se inicia a escavação, suba mais rapidamente para valores que se aproximam da sua rigidez teórica, podendo, nesse caso, dispensar a utilização de pré-esforço.

De forma resumida, o estudo desenvolvido permite retirar que uma redução significativa da carga de pré-esforço aplicada traz consigo algumas vantagens e desvantagens no desempenho da estrutura de suporte. Por um lado, tem um efeito prejudicial no comportamento da parede no que toca aos deslocamentos horizontais sofridos e, no geral, aos esforços de dimensionamento, fazendo-os aumentar para novos valores que podem dificultar o controlo da solução aos E.L.U e E.L.S. Por outro lado, o dimensionamento do sistema de escoramento torna-se, à partida, menos exigente fruto de uma redução ainda considerável, para as mesmas propriedades de rigidez do conjunto, das cargas axiais que sobre este atuam, resultando num maior equilíbrio entre os valores dos esforços dos vários níveis.

4.6. Verificação de segurança do sistema de escoramento metálico – Eurocódigo 3

4.6.1. Nota introdutória

A segurança dos elementos de escoramento metálico é verificada seguindo as normas implementadas pelo *Eurocódigo 3* (EN1993-1-1) [28] do ponto de vista da resistência aos fenómenos de encurvadura dos perfis utilizados, sendo este considerado o E.L.U mais

condicionante. Adicionalmente é feita uma referência ao cumprimento dos E.L.S no que aos deslocamentos máximos da estrutura de contenção diz respeito.

A propósito do E.L.U, apresentam-se três casos típicos que representam os três tipos de solução em obra mais importantes que compõe o sistema de travamento. Para cada um é desenvolvido um modelo de cálculo simples que permita, o melhor possível, reproduzir o comportamento real do elemento em estudo, procurando sempre assumir algumas hipóteses conservativas para o cálculo. Em cada caso a segurança é verificada tendo em conta o perfil mais condicionante, em função da grandeza das ações que sobre este atuam e do seu vão total. Em todo o caso, no Anexo VI constam as informações base para a verificação de todos os elementos.

A hipótese de um critério de rotura plástica para o dimensionamento fica confirmada uma vez que, para perfis do tipo HEB único, a Norma Dimensional Euronorma 53-62 (Anexo VII) especifica que, para um aço S275 e para uma secção sujeita a compressão uniforme, a secção deve ser classificada como de classe 1. No caso de vigas tipo caixão, em que é feita a soldadura entre dois perfis HEB, verifica-se, pelo cálculo dos “banzos internos” (Tabela 5.2 da EN1993-1-1), uma secção generalizada igualmente de classe 1.

4.6.2. Perfis Horizontais – Caso 1

4.6.2.1. Modelos de Cálculo

O primeiro caso apresentado corresponde ao cenário mais corrente verificado obra de um conjunto de escoras dispostas em paralelo e que travam a parede de contenção em dois alçados opostos. A análise incide sobre zona central marcada a amarelo na Figura 4.27, retirada do *SAP2000* selecionando a opção *Extrude* nas opções de visualização do modelo.

O modelo de escora consiste numa viga simplesmente apoiada no plano xz com um vão de comprimento 15,2m, sujeita a um esforço normal de compressão de 2783kN resultante da análise do *SAP2000*, e a uma carga distribuída na direção do eixo z que traduz a ação do peso próprio do material, que não deve deixar de ser contabilizado. Relembre-se que a modelação no *SAP2000* inclui uma rótula global nas extremidades, pelo que o modelo deve ser coerente e permitir que a barra possa rodar livremente nesses pontos. Tratando-se de um perfil 2HEB500, a carga distribuída deverá tomar o valor $P_{ed}=3,67\text{kN/m}$, resultado da multiplicação da área da secção $0,04772\text{m}^2$ pelo peso específico do aço 77kN/m^3 . A esquematização do modelo é conseguida através do uso do software *Ftool*, versão 4.0. Os eixos locais y e z da secção correspondem aos eixos globais da estrutura que se representam na figura.

No que toca ao modelo da barra no plano xy destaca-se a presença de dois apoios deslizantes nos pontos A e B que representam as escoras de travamento em perfis HEB400. A solução foi pensada por forma a contornar o problema da instabilidade lateral por flexão na menor inércia da secção, pelo que se admite, para efeitos de cálculo, que os travamentos possuem uma rigidez suficiente para impedir os deslocamentos transversais e as rotações por torção nesses pontos, que terá como consequência uma redução do comprimento de encurvadura da viga segundo o eixo fraco.

Pelo diagrama da Figura 4.15, existe um “salto” no diagrama de esforço normal nos pontos A e B da escora da Figura 4.27, pelo que, numa forma simplificada e conservativa, assume-se um esforço uniforme de compressão ao longo da totalidade do vão igual ao valor máximo de 2783 kN registado no tramo central.

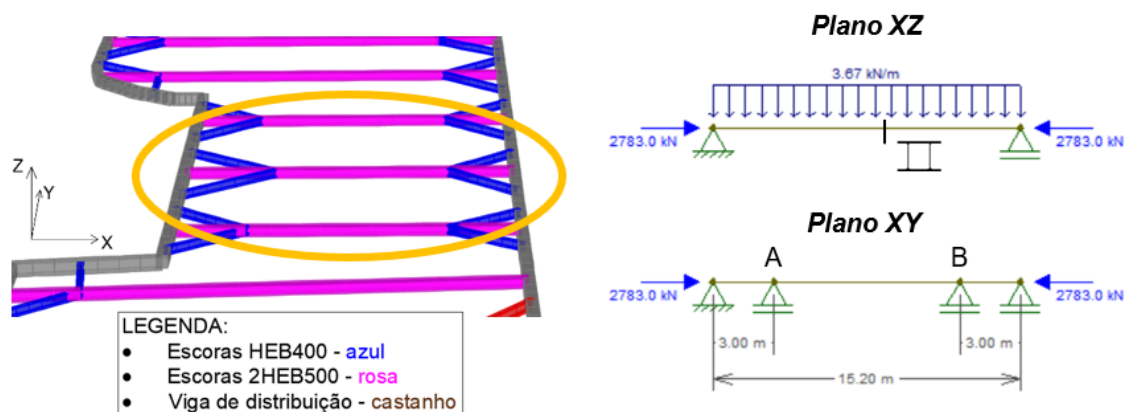


Figura 4.27 – Caso 1: Zona da obra (à esquerda); Modelos de cálculo (à direita)

4.6.2.2. Estado Limite Último – Resistência à Encurvadura

A verificação de segurança do perfil envolve a combinação de um comportamento de coluna devido ao efeito do esforço axial, e de um comportamento de viga devido à flexão primária segundo o eixo y fruto da ação do peso próprio da estrutura. Esta conduz a um momento fletor equivalente máximo a meio vão ($PL^2/8$) de valor $M_{ed}=3,67*15,2^2/8=106$ kN.m.

Como coluna, a análise passa pela compreensão do modo de encurvadura nos dois planos xz e xy, representados de uma forma meramente ilustrativa na Figura 4.28.



Figura 4.28 – Modos de encurvadura: Plano xz (à esquerda); Plano xy (à direita)

Observa-se que o comprimento de encurvadura no plano xz é igual ao comprimento total da barra de 15,2m, enquanto no plano xy o comprimento de encurvadura considerado no cálculo corresponde ao comprimento do tramo AB de 9,2m. Neste último assume-se a hipótese conservativa dos tramos de extremidade não oferecerem qualquer rigidez de rotação nos apoios A e B.

O valor da carga crítica da estrutura nos planos xz e xy é função da inércia segundo o respetivo eixo de flexão, do comprimento de encurvadura nesse plano e do módulo de elasticidade do aço, calculado respetivamente pelas expressões 4.4 e 4.5 [29].

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 * 210 * 2,085 * 10^9}{15200^2} = 18704 \text{ kN} \quad (4.4)$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 * 210 * 1,298 * 10^9}{9200^2} = 31785 \text{ kN} \quad (4.5)$$

São ainda definidos os parâmetros de esbelteza normalizada que dão informação sobre a forma como a estrutura perde a sua capacidade resistente, seja por instabilidade lateral ou pela plastificação da secção, dependendo de qual dos valores é o maior, o da carga crítica ou o do esforço normal plástico. Este é dado pelo produto da área da secção pela tensão de cedência do aço. O EC3 [28] prevê a utilização das expressões 4.6 e 4.7.

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{13123}{18704}} = 0,8376 \quad (4.6)$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{13123}{31785}} = 0,6426 \quad (4.7)$$

Os resultados indicam que o estado crítico da coluna corresponde à plastificação da secção em detrimento da encurvadura lateral. No entanto, devido ao efeito das imperfeições geométricas e das tensões residuais instaladas, o esforço máximo resistente deve ainda ser inferior ao esforço normal plástico, multiplicando-o por um fator de redução inferior à unidade, previsto no EC3. A Figura 6.4 do EC3 mostra um gráfico que traduz a dependência deste fator de redução do valor da esbelteza normalizada por meio de cinco curvas de dimensionamento. Neste caso, pela consulta da Tabela 6.2 do EC3, a escolha da curva é relativamente simples ao admitir uma secção do tipo “Welded box sections” e que, atendendo às propriedades geométricas da secção, deve ser considerada a curva b) para ambos os eixos de flexão. O EC3 fornece, em todo o caso, a expressão 6.49 que permite calcular o fator de redução para cada eixo de flexão numa forma mais exata (equações 4.8 e 4.9) através de um fator de imperfeição que, segundo a Tabela 6.1 do EC3, deverá ser $\alpha = 0,34$.

$$\chi_y = \frac{1}{0,9592 + \sqrt{0,9592^2 - 0,8376^2}} = 0,7010 \quad (4.8)$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,7817 + \sqrt{0,7817^2 - 0,6426^2}} = 0,8151 \quad (4.9)$$

A relação entre o esforço normal atuante e o valor de cálculo resistente segundo os planos xz e xy é dado, respetivamente, pelas expressões 4.10 e 4.11.

$$n_y = \frac{2783}{0,7010 * 13123} = 0,3025 \quad (4.10)$$

$$n_z = \frac{2783}{0,8151 * 13123} = 0,2602 \quad (4.11)$$

A somar a estes, deverão ser calculados os quocientes referentes ao comportamento de viga da escora. A análise é bastante idêntica ao caso da coluna, havendo agora a necessidade de encontrar o valor da carga crítica da estrutura que a instabiliza lateralmente, não por uma força, mas por um momento, a que se dá o nome de momento crítico. Algumas considerações são discutidas no parágrafo seguinte a propósito do cálculo deste parâmetro, cuja fórmula é dada pela expressão E2 do Anexo F da pré-norma ENV1993-1-1 [30].

Em primeiro lugar, o valor da rigidez de empenamento em secções fechadas poder ser admitido como desprezável [31]. Em segundo, o modo de instabilidade da viga corresponde ao modo de encurvadura da coluna no plano xy apresentado na Figura 4.28, assumindo assim o valor $k=1$ como forma de os apoios não restringirem a rotação em torno do eixo z. Em terceiro, o coeficiente k_w é tomado igual à unidade por segurança, pela dificuldade que existe em assegurar que o empenamento da secção esteja completamente restringido, mesmo com a escora sujeita a uma carga de pré-esforço que a encosta por completo à parede de contenção. Em quarto, os coeficientes z_j e z_g são igualados a zero, perante um cenário em que a secção é bissimétrica e o ponto de aplicação da carga do peso próprio coincide no centro de gravidade da secção [30].

A verificação da estabilidade lateral por flexão-torção é feita pela análise do problema de encurvadura para os troços da viga entre apoios laterais, pelo que o dimensionamento fica condicionado pelo comportamento do tramo AB, considerado como o mais condicionante devido ao seu maior vão e ao andamento do diagrama de momentos fletores segundo y, que introduz o conceito do coeficiente C1 a usar na expressão do momento crítico. Assim, o comprimento de encurvadura devido à flexão em torno do eixo z é igual ao comprimento de encurvadura devido à instabilidade por flexão-torção, ou seja, 9,2 m.

O valor de C1 é tanto mais baixo quanto mais uniforme for o diagrama de momentos entre as extremidades do tramo condicionante. Pela observação dos valores da Figura 4.29 não é descabido aproximar o diagrama de momentos entre os pontos A e B a um diagrama constante, favorecendo uma análise do lado da segurança, uma vez que, dessa forma, o banzo de cima da secção está solicitado sempre pela mesma tensão de compressão, uma vez que o momento é todo ele positivo e uniforme ao longo do troço.

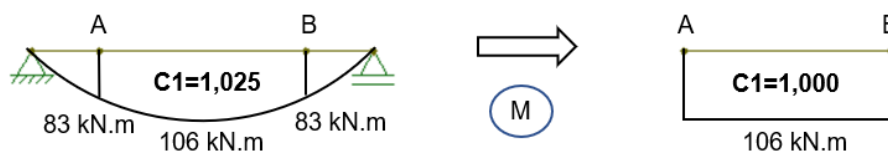


Figura 4.29 – Caso 1: Definição do coeficiente C1

Na expressão do momento crítico (4.12), deverá, assim, ser considerado $C_1=1,0$ bem como as propriedades geométricas relativas à rigidez de torção $I_t=9,693 \cdot 10^8 \text{mm}^4$ e à inércia da secção segundo o eixo z, $I_z=1,298 \cdot 10^9 \text{mm}^4$, não esquecendo as hipóteses consideradas anteriormente.

$$M_{cr} = 1,0 * \frac{\pi^2 * 210 * 1,298 * 10^9}{9200^2} * \sqrt{0 + 0,039 * 9,2^2 * \frac{9,693 * 10^8}{1,298 * 10^9}} = 49904 \text{ kN.m} \quad (4.12)$$

A determinação da esbelteza normalizada vem apresentada na equação 4.13, função do momento de plastificação da secção e do momento crítico. O primeiro é dado pela multiplicação da tensão de cedência pelo módulo de flexão plástico segundo o eixo y, correspondente àquele onde ocorre flexão primária.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{9,359 * 10^6 * 0,275}{49904}} = 0,2271 \quad (4.13)$$

O EC3 permite que sejam utilizadas as mesmas curvas de dimensionamento para colunas e vigas, devendo neste caso ser considerada a curva d (Tabela 6.4) com um fator de imperfeição de 0,76 (Tabela 6.3), tendo sido adotado o método geral previsto no mesmo regulamento para o cálculo do fator de redução. O método é considerado como sendo o mais exigente visto que as condições para que se possa dispensar a redução do momento plástico como esforço resistente é mais restrita quando se tem um valor de esbelteza normalizada tão baixo como é o caso.

As expressões para o cálculo do fator de redução para a viga são iguais às apresentadas no caso da coluna (4.8 e 4.9), diferindo apenas no valor da esbelteza normalizada e do fator de imperfeição, chegando a $\chi_{LT} = 0,9788$ e finalmente a um quociente entre o momento atuante e o momento resistente calculado na expressão 4.14.

$$m_y = \frac{106}{0,9788 * 2574} = 0,0421 \quad (4.14)$$

Concluído o estudo do comportamento como viga e como coluna, há ainda que considerar o efeito da interação entre um e o outro através dos dois coeficientes k_{yy} e k_{zy} . Ambos combinam a encurvadura por flexão da coluna com a instabilidade lateral da viga, sendo o primeiro relativo ao comportamento da escora no plano xz e o segundo no plano xy, acabando a sua nomenclatura referindo-se ao único eixo em que ocorre flexão primária.

A formulação do EC3 generaliza, através destes coeficientes, um possível critério elástico de cedência, de forma a considerar a plasticidade e facto de que o momento máximo primário (que equilibra a carga distribuída) e o momento máximo secundário (que equilibra o efeito de 2ª ordem derivado das imperfeições geométricas iniciais) possam não ocorrer na mesma secção.

O Anexo B da EN1993-1-1 fornece três tabelas que permitem o cálculo de k_{yy} e de k_{zy} . Da Tabela B.3 retiram-se os fatores equivalentes a uma distribuição de momentos uniforme C_{my} e C_{mLT} . Para o primeiro há que ter em conta o diagrama de momentos entre as extremidades da escora e para o segundo o diagrama entre os pontos A e B. Assim, tem-se $C_{my} = 0,95$ e $C_{mLT} = 0,9875$. A atenção recai agora sobre a Tabela B.2 que se refere a elementos suscetíveis a deformações por torção, isto é, elementos em que a instabilidade lateral por flexão-torção pode ocorrer. Nas expressões 4.15 e 4.16 apresentam-se os resultados de k_{yy} e k_{zy} .

$$k_{yy} = 0,95 * (1 + (0,8376 - 0,2) * 0,3025) = 1,1332 \quad (4.15)$$

$$k_{zy} = 1 - \frac{0,1 * 0,6426}{0,9875 - 0,25} * 0,2602 = 0,9773 \quad (4.16)$$

Por fim, a verificação de segurança da viga-coluna resume-se pelas equações 6.61 e 6.62 presentes na EN1993-1-1 e que incluem a soma do quociente relativo à coluna com o coeficiente de interação multiplicado pelo quociente relativo à viga. Os resultados vêm sintetizados nas expressões 4.17 e 4.28.

$$n_y + k_{yy} * m_y = 0,3025 + 1,1332 * 0,0421 = 0,3502 \leq 1,0 \quad (4.17)$$

$$n_z + k_{zy} * m_y = 0,2602 + 0,9773 * 0,0421 = 0,3013 \leq 1,0 \quad (4.18)$$

Conclui-se que a segurança da viga-coluna é assegurada ainda com alguma “folga”. Verifica-se também que a componente derivada do comportamento de coluna da escora tem um peso bastante mais significativo no dimensionamento do que a parte relativa ao comportamento de viga. Apesar do esforço normal ser claramente o mais condicionante para a segurança da escora, é de realçar a grande vantagem que a secção fechada traz na capacidade resistente da viga, melhorando substancialmente o seu comportamento à instabilidade lateral por flexão-torção, beneficiando de uma rigidez de torção 180 vezes superior àquela que teria uma simples secção de um perfil único do tipo HEB, assim como uma inércia em z cerca de 10 vezes superior.

4.6.3. Perfis Horizontais – Caso 2

4.6.3.1. Modelos de Cálculo

O segundo caso compreende a análise da solução de escoramento que trava dois alçados adjacentes de parede moldada. O estudo inclui uma breve referência aos elementos materializados pelas escoras de canto, cuja solução difere da anterior sobretudo no sentido em que beneficia de um perfil vertical de apoio instalado a meio vão, pensado para conseguir combater o excessivo comprimento que algumas escoras poderão ter, a partir do qual deixa de ser comportável a não utilização do travamento vertical. A Figura 4.30 representa a situação em obra descrita anteriormente, destacando o pormenor da ligação do perfil vertical à escora horizontal, cujo detalhe construtivo consta no Anexo VIII.



Figura 4.30 – Pormenorização das ligações entre perfis da solução de canto

A função do perfil vertical é a de garantir uma zona de apoio à escora de maior vão e com isso condicionar o seu comportamento de encurvadura por flexão em torno do eixo forte. A ligação é conseguida através de dois perfis HEB180 aparafusados a dois perfis cantoneira que, por sua vez, estão aparafusados aos banzos do perfil vertical. Na mesma figura é possível observar a solução de contraventamento das escoras de canto colocada, desta vez, com o intuito de melhorar a estabilidade lateral por flexão em torno do eixo fraco e por flexão-torção da viga.

O modelo apresentado consiste, assim, numa viga cujas condições de apoio são idênticas nos dois planos por onde esta poderá instabilizar, contendo um apoio a meio vão que impede os deslocamentos transversais e as rotações por torção nesse ponto, reduzindo para metade o seu comprimento de encurvadura. Sobre a barra continua a ser contabilizado o peso próprio do aço de 1,84kN/m e um esforço normal de compressão de 2078kN, cuja secção pertence a um HEB500 de comprimento total de 10,8m. Novamente através do *SAP2000* e do *Ftool* é possível obter um enquadramento visual da zona da obra alvo de análise e uma representação dos modelos usados no cálculo, presentes na Figura 4.31.

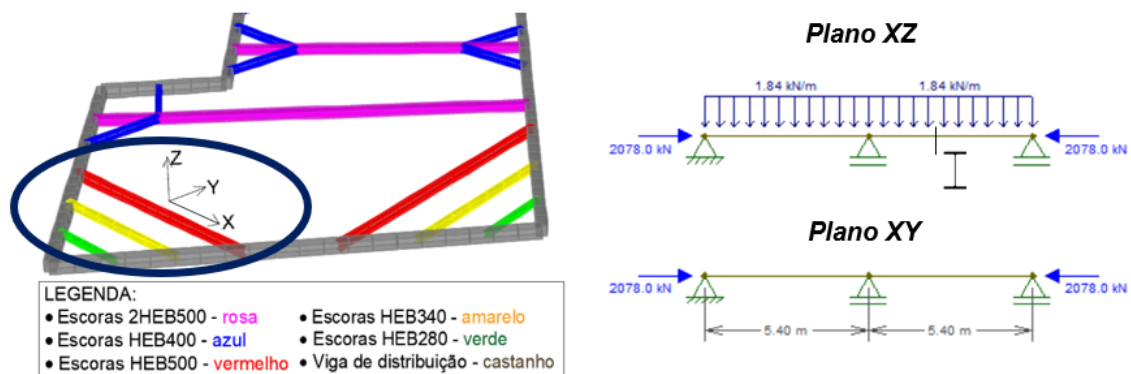


Figura 4.31 – Caso 2: Zona da obra (à esquerda); Modelos de cálculo (à direita)

4.6.3.2. Estado Limite Último – Resistência à Encurvadura

Em termos de matéria de verificação de segurança o procedimento é idêntico ao caso anterior, salientando-se apenas as principais diferenças que levam à determinação das equações que garantem a segurança da viga-coluna.

Desde já, o comprimento de encurvadura é de 5,4m nos planos xz e xy, o que determina um comportamento como coluna mais condicionante no plano xy devido à menor inércia da secção que conduz a uma menor carga crítica da estrutura. O modo de encurvadura nos dois planos de flexão é o da Figura 4.32.

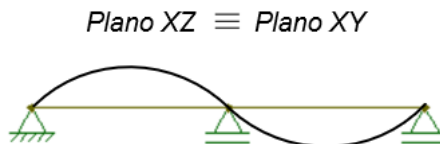


Figura 4.32 – Caso 2: Modo de encurvadura

De seguida, as curvas de dimensionamento para a flexão em torno do eixo y e do eixo z da secção deverão ser a curva a) e b), respetivamente, com fatores de imperfeição de 0,21 e 0,34.

Como comportamento de viga, ressalva-se a opção por uma abordagem simplificada e conservativa de considerar o momento de cálculo atuante igual ao valor máximo de uma viga simplesmente apoiada ($PL^2/8$), considerando $L=10,8m$. Desta forma, o coeficiente $C1$ assume o valor de 1,325, uma vez que, neste caso, entre travamentos laterais o momento fletor varia de zero até atingir o seu valor máximo a meio vão.

Enquanto viga-coluna, a flexão em torno do eixo z é caracterizada por um coeficiente kzy a depender de $C_{mLT} = 0,8$. Por fim, apresentam-se resumidas as duas equações de verificação de segurança aos fenómenos de encurvadura.

$$n_y + k_{yy} * m_y = 0,3235 + 0,9787 * 0,0226 = 0,3456 \leq 1,0 \quad (4.19)$$

$$n_z + k_{zy} * m_y = 0,4591 + 0,9286 * 0,0226 = 0,4801 \leq 1,0 \quad (4.20)$$

Os resultados confirmam que o desempenho da escora é mais condicionado pelo seu comportamento de flexão segundo o eixo fraco, pelo que, no geral, na presença de soluções com perfis do tipo HEB único deverá ser tomada uma especial atenção nesta parte do dimensionamento. Verifica-se também que, sem a presença do apoio a meio vão, a segurança da viga-coluna segundo os dois planos de flexão deixa de ser respeitada, o que reforça a importância dos elementos de travamento utilizados e cujo desempenho é discutido a seguir.

4.6.4. Perfis Verticais – Caso 3

4.6.4.1. Modelos de Cálculo

Por fim, é avaliado o comportamento dos elementos que não contribuem numa forma direta para o travamento da parede de contenção, mas sim para um melhor desempenho aos E.L.U daqueles que, efetivamente, desempenham esse papel.

O terceiro caso inclui o estudo um pouco mais aprofundado da solução de perfis verticais referenciada anteriormente no Caso 2, que terá que ser dimensionada para as cargas provenientes da ligação aos vários níveis de escoramento horizontal.

A ligação ilustrada na Figura 4.30 garante uma resistência suficiente para que parte da carga distribuída da escora seja transmitida para o perfil vertical instalado a meio vão, que, num modelo idêntico ao da Figura 4.31 no plano xz, origina uma reação de apoio que corresponde a duas vezes o valor do esforço transversal de um dos lados do apoio $R=2*5PL/8$, sendo P o valor da carga distribuída e L metade do comprimento total da escora horizontal.

Relembre-se que o objetivo desta solução é servir como travamento vertical de forma rígida o suficiente para que consiga conduzir a escora a um modo de encurvadura idêntico ao da Figura 4.32. Assim, o valor da carga distribuída atuante na escora a travar, por onde passará o dimensionamento do perfil de apoio, deverá incluir uma componente da ação do peso próprio da escora, associada ao seu comportamento como viga, e ainda uma componente devido ao efeito geometricamente não linear associado ao seu comportamento como coluna.

Aliada ao facto de a escora estar comprimida, e devido à existência de imperfeições geométricas iniciais instaladas no material, um momento de 2ª ordem terá que ser contabilizado para que se reestabeleça o equilíbrio da estrutura, agora na posição deformada. O EC3 sugere para o dimensionamento do perfil, que se pode dizer que atua como um sistema de contraventamento, uma forma de avaliar este momento, passando por considerar uma carga distribuída equivalente ao longo da escora que produza esse mesmo esforço, dispensando assim uma análise de 2ª ordem da coluna ao substituí-la por uma análise de 1ª ordem que considere apenas um comportamento de flexão primária em torno do eixo forte.

A Figura 4.33 explica a base do raciocínio para a obtenção do valor da carga distribuída equivalente da escora de comprimento L com uma imperfeição geométrica inicial máxima a meio vão (e_0).

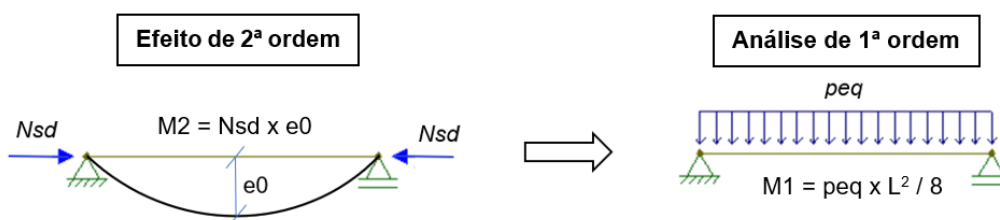


Figura 4.33 – Conceito de carga distribuída equivalente como substituição do efeito geometricamente não linear da escora

O regulamento prevê que seja definido um parâmetro de imperfeição geométrica equivalente em função do número de escoras a travar. No caso, o perfil terá que travar duas escoras na Zona 1 da obra, e três escoras na Zona 2. Os resultados do parâmetro e_0 referenciado anteriormente são apresentados para cada situação, respetivamente, nas expressões 4.21 e 4.22, juntamente

com as expressões usadas para cada uma no cálculo de p_{eq} (4.23 e 4.24), resultado da igualdade de M_1 com M_2 .

$$e_0 = \sqrt{0,5 \times (1 + 1/2)} \times L / 500 = 0,001732 \times L \quad (4.21)$$

$$e_0 = \sqrt{0,5 \times (1 + 1/3)} \times L / 500 = 0,001633 \times L \quad (4.22)$$

$$p_{eq} = 8 \times N_{sd} \times 0,001733 / L \quad (4.23)$$

$$p_{eq} = 8 \times N_{sd} \times 0,001633 / L \quad (4.24)$$

O ponto que está travado encaminha parte da carga para o sistema de contraventamento, neste caso para a fundação do perfil, cujo deslocamento se considera desprezável.

Duma forma conservativa, aliada à incerteza da ligação da Figura 4.30 poder ou não restringir os deslocamentos laterais, é assumido um modelo de barra vertical encastrada na base com um comprimento total correspondente à soma da altura livre acima da cota de fundo da escavação com a altura enterrada no substrato aluvionar ZG2. Ao contrário do que acontece com a estaca de betão simples que lhe serve de fundação, pensa-se que a camada de solo ZG2, pela sua consistência muito mole, não têm a capacidade de conferir ao perfil vertical um grau de encastramento suficiente para o impedir de se deslocar transversalmente ao longo da altura em que está confinado.

A Tabela 4.10 resume os valores adotados para o cálculo da carga distribuída atuante em cada nível de escoras por cada zona, considerando a soma dos efeitos do peso próprio (pp) com os de 2ª ordem (p_{eq}) para o perfil mais condicionante em cada zona da obra.

Tabela 4.10 – Cargas distribuídas sobre as escoras para efeitos de dimensionamento dos perfis verticais

		Perfil	pp (kN/m)	L (m)	N _{sd} (kN)	p _{eq} (kN/m)	psd (kN/m)
Zona 1	1º nível	2HEB400	3,046	23,32	1612	0,958	4,004
	2º nível	2HEB500	3,674	22,32	2502	1,554	5,228
Zona 2	1º nível	HEB340	1,316	12,04	794	0,862	2,178
	2º nível	HEB500	1,837	10,80	2078	2,514	4,351
	3º nível	HEB500	1,837	11,16	821	0,961	2,798

O cálculo do perfil vertical passa por, a partir dos resultados da tabela anterior, determinar as reações dos apoios centrais de cada escora e incluí-las no modelo como cargas concentradas axiais, acrescentando também a ação do peso próprio do perfil como uma carga distribuída axial, cujo valor é dado por 1,012kN/m para uma solução do tipo HEB280. Na Figura 4.34 são apresentados os dois modelos relativos às duas situações, salientando o facto de que, nos dois

planos possíveis da ocorrência de instabilidade lateral, as condições de apoio, as cargas atuantes e o comprimento do elemento são idênticos. Pode-se assumir que a camada de solo ZG2 atinge as cotas referenciadas na Figura 4.4 em matéria de modelação das secções 1 e 2, resultando numa altura total da barra de 8,60m no perfil correspondente à Zona 1 e de 11,08m no correspondente à Zona 2.

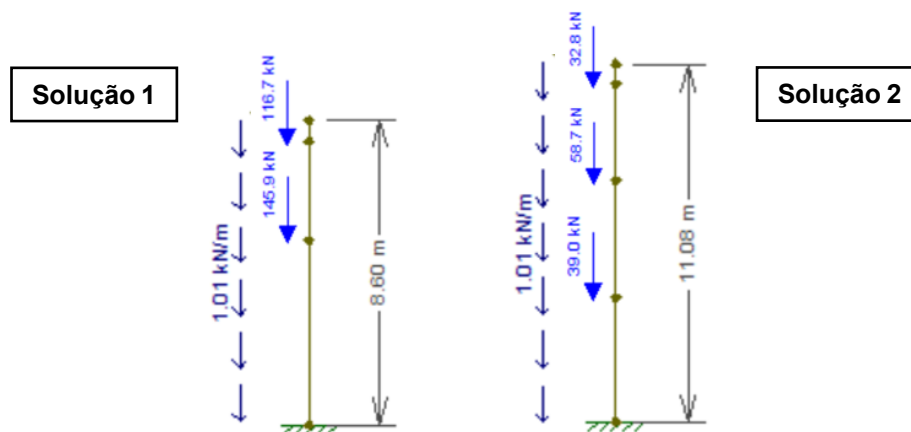


Figura 4.34 – Modelo de Cálculo do Perfil Vertical: Zona 1 (à esquerda); Zona 2 (à direita)

4.6.4.2. Estado Limite Último – Resistência à Encurvadura

Pela observação dos modelos, uma análise de estabilidade das barras consiste apenas em considerar o seu comportamento como colunas. No entanto, apesar de estarem comprimidas, assumem características bastante “irregulares” no que toca à uniformidade do esforço normal ao longo da sua altura. Para estas situações não existe uma solução analítica exata para a definição do valor da carga crítica da estrutura, pelo que, para a sua determinação, estão disponíveis alguns métodos numéricos que recorrem à técnica de discretização da barra em vários elementos mais pequenos, como é o caso do método de Engesser-Newmark, que procura obter uma solução aproximada dentro de um certo intervalo de valores [32].

Por forma a não prolongar em demasiado esta questão, em vez do método anterior é escolhida uma abordagem mais simples que passa pelo cálculo do valor minorante da carga crítica da coluna, isto é, considerando que toda a coluna está sujeita a um diagrama de esforço normal uniforme, de valor igual ao esforço máximo de compressão que se obtém pela soma das resultantes de todas as cargas atuantes, que conduz ao valor da reação vertical na base. Desta forma, os valores de cálculo do esforço normal atuante são de 271kN e 142kN no caso da solução 1 e 2, respetivamente.

Uma vez que as condições de apoio são idênticas nos dois planos de flexão da barra, a atenção é apenas centrada no comportamento de flexão do elemento em torno do eixo de menor inércia da secção, por onde a instabilidade lateral que origina o colapso ocorrerá primeiro. Para tal, é determinada a carga crítica para as duas soluções com base nas expressões já utilizadas nos casos anteriores, incluindo no cálculo um comprimento de encurvadura igual a duas vezes o

comprimento da barra e o valor da inércia da secção segundo o eixo z ($6,595E+07 \text{ mm}^4$), resultando nos valores de 462kN e 278kN para a solução 1 e 2, respetivamente.

Destacam-se os valores já bastante elevados da esbelteza normalizada de 2,79 e 3,60, o que se justifica pelo grande comprimento de encurvadura da coluna e pela área da secção relativamente pequena, que conduzirão a valores do fator de redução bastante baixos, tendo sido usada a curva de dimensionamento c).

Finalmente, a verificação da segurança das soluções 1 e 2 é apresentada, respetivamente, nas expressões 4.25 e 4.26, idênticas às usadas anteriormente para as vigas-coluna, dispensando desta vez a parcela relativa ao comportamento de viga do perfil.

$$n_z = \frac{N_{ed}}{\chi_z \times N_{pl}} = \frac{271}{0,1081 \times 3614} = 0,6937 \leq 1,0 \quad (4.25)$$

$$n_z = \frac{N_{ed}}{\chi_z \times N_{pl}} = \frac{142}{0,0677 \times 3614} = 0,5804 \leq 1,0 \quad (4.26)$$

A segurança é assegurada, embora com menos “folga” do que nos casos anteriores. Contudo, importa lembrar que foram adotadas algumas hipóteses de cálculo conservativas, nomeadamente ao nível das condições de apoio do perfil, da definição da carga crítica da coluna e do comprimento da barra do modelo, que conduziram a valores finais mais próximos da unidade.

4.6.5. Estado Limite de Serviço – Deslocamentos Horizontais

Concluindo a análise crítica da verificação de segurança da estrutura metálica, é deixada uma última referência no que toca ao comportamento em serviço da estrutura de contenção periférica. Mais em concreto, pretende-se avaliar a deformação axial elástica dos elementos de escoramento horizontal indiretamente através do desempenho da parede moldada no que toca à sua deformação máxima para o interior da escavação.

Sendo um elemento definitivo que fará parte da superestrutura do edifício, torna-se bastante relevante perceber se os critérios de segurança estabelecidos em projeto estão a ser cumpridos em obra, uma vez que, assim que se atinge a cota de fundo da escavação, os deslocamentos da cortina acabam por ser irreversíveis no decorrer da vida útil do edifício.

Geralmente, para o tipo de soluções de contenção com estas dimensões e próximas de estruturas vizinhas sensíveis, impõe-se uma referência para o deslocamento máximo horizontal da cortina de $L/500$, sendo L a altura total da escavação.

Na Figura 4.35 é feita a comparação entre os valores do deslocamento máximo ($\delta_{\text{máx}}$) registados ao longo de todo o processo construtivo pela modelação pelo *Plaxis 2D* e os valores máximos admissíveis (δ_{adm}) para as duas secções representativas do problema.

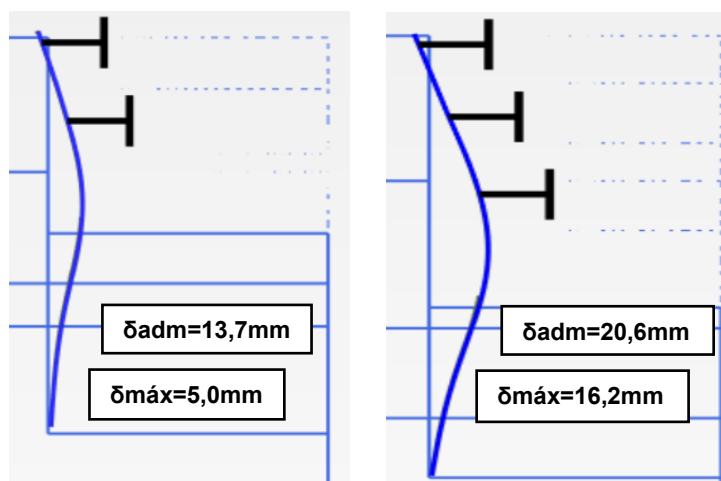


Figura 4.35 – Verificação dos deslocamentos máximos da cortina: Secção 1 (à esquerda);
Secção 2 (à direita)

Verifica-se que os deslocamentos da cortina cumprem o critério máximo estipulado para o funcionamento da contenção em serviço, concluindo assim a análise da segurança da solução definida em projeto.

5. SOLUÇÃO PROPOSTA – OTIMIZAÇÃO DA SOLUÇÃO DE PROJETO

5.1. Enquadramento inicial

Os resultados obtidos da solução de projeto revelam um excelente comportamento por parte da parede de contenção e do sistema de escoramento metálico face aos níveis de segurança exigidos.

Os mesmos resultados demonstram, no entanto, que existe a oportunidade de testar uma solução alternativa baseada numa otimização das secções dos perfis, juntamente com um refaseamento do processo construtivo aliado à execução das lajes dos pisos enterrados. Um dos objetivos passa por compreender os efeitos da redução da rigidez das escoras no desempenho da estrutura de suporte, sendo o principal, no entanto, estudar a viabilidade de um novo método construtivo que se possa revelar como mais interessante para a obra que, à data da realização deste trabalho, ainda não sofreu avanços nesse sentido.

Para tal, é mantida a base da modelação já desenvolvida, usando a mesma configuração em planta do sistema de escoramento no *SAP2000* e as mesmas secções representativas do problema no *Plaxis 2D*, com a mesma parametrização do terreno e a geometria inicial do modelo. Igualmente se mantém os níveis de pré-esforço dos dois primeiros níveis de escoramento, bem como os comprimentos de encurvadura usados no cálculo dos perfis, o que significa que a disposição dos elementos de contraventamento não se altera, permitindo explorar a hipótese de uma solução alternativa mais leve e numa forma mais exigente.

5.2. Pré-dimensionamento das secções

O processo de dimensionamento de uma solução deste género torna-se relativamente mais complicado quando, a somar a um problema de estabilidade, deve ainda ser contabilizada a interação solo-estrutura, que não permite determinar, à priori, qual o valor da força para a qual a escora terá que ser dimensionada, uma vez que depende da rigidez do travamento.

Uma possível técnica de pré-dimensionamento poderia passar por uma estimativa destas forças a partir dos diagramas de projeto apresentados por Terzaghi e Peck. No entanto, entende-se que fatores como a presença de nível freático acima do fundo de escavação e, sobretudo, a ação de um pré-esforço relativamente elevado sobre os dois primeiros níveis de escoras, possam levar a um aumento significativo dos esforços de dimensionamento que descredibilizem um pouco a utilização desses diagramas neste contexto.

Uma abordagem mais simples e conservativa passa por considerar o mesmo diagrama de esforço normal que se obteve anteriormente em projeto como base para o dimensionamento da nova solução, uma vez que se prevê, aquando da otimização das secções, uma certa diminuição do valor da força absorvida por cada elemento, fruto de uma menor rigidez axial associada, constituindo um bom ponto de partida para a análise que se segue.

Uma segunda hipótese consiste em desprezar o comportamento de viga de cada escora, devido à parcela do momento fletor atuante ser bastante inferior à parcela associada ao esforço normal, como já foi provado. Desta forma, a equação típica de verificação da viga-coluna resume-se à expressão 5.1, restando apenas tomar uma decisão acerca do valor do fator de redução a adotar.

$$n \leq 1,0 \Leftrightarrow Ned \leq \chi \times A \times f_{yd} \quad (5.1)$$

Uma vez que os comprimentos de encurvadura se mantêm inalterados, este coeficiente deverá forçosamente ser inferior ao calculado para a solução de projeto, por estar diretamente ligado a uma subida do parâmetro de esbelteza da coluna, aliada a uma diminuição da inércia.

O sistema no seu todo é dividido em vários conjuntos separados, dentro dos quais se procede ao dimensionamento do elemento que se admite como o mais condicionante em função dos valores de esforço normal e do seu comprimento de encurvadura. Na Tabela 5.1 apresenta-se, de forma resumida, o pré-dimensionamento de três conjuntos: C₁, C₂ e C₃. O primeiro relativo à solução de escoras que confrontam dois alçados paralelos da contenção, o segundo relativo à solução tipicamente designada por “patas de galinha” e o terceiro relativo à solução de escoramento de canto de maior vão. Uma solução do tipo HEB mantém-se por uma questão de simplicidade. O raciocínio que se apresenta de seguida é válido para os restantes perfis que não constam na tabela, nomeadamente nos do terceiro nível.

Tabela 5.1 – Valores de pré-dimensionamento da solução proposta

		Solução Projeto	Ned [kN]	L0 [m]	χ	A_{min} [cm ²]	i_{min} [cm]	Solução Proposta
1º nível	C₁	2HEB400	1732	16,20	0,3	210	11,2	2HEB260
	C₂	HEB340	919	6,44	0,4	84	5,3	HEB220
	C₃	HEB340	802	7,46	0,4	73	6,6	HEB200
2º nível	C₁	2HEB500	2783	15,20	0,4	253	12,5	2HEB300
	C₂	HEB400	1870	5,88	0,6	114	6,8	HEB280
	C₃	HEB500	2078	5,40	0,6	126	6,2	HEB280

O critério de escolha do fator de redução, que conduz a uma estimativa inicial da área da secção mínima necessária, tem em consideração a relação que existe entre a força que está a ser aplicada na escora e o seu maior comprimento de encurvadura (L0). Regra geral, em elementos solicitados por uma carga relativamente grande por comparação com o seu baixo comprimento, procura-se encontrar um fator de redução um pouco superior para evitar o sobredimensionamento da secção. Este é o caso dos conjuntos C₂ e C₃ do segundo nível, onde se opta por um fator de redução de 0,6. Por outro lado, como acontece no conjunto C₁ do primeiro nível, em soluções de maior comprimento a técnica usada é a de reduzir esse fator. Para ajudar no pré-dimensionamento, sobretudo em elementos onde se espera uma maior esbelteza, para além da área mínima imposta, é adicionada uma segunda restrição que tem em conta o valor

aproximado da esbelteza normalizada associada ao fator de redução escolhido, por consulta da Figura 6.4 do EC3. Logo, na última coluna da tabela tal surge um valor referência do raio de giração que determina a esbelteza normalizada inicialmente adotada, calculado de acordo com a expressão 6.50 do EC3. A propósito do dimensionamento dos dois conjuntos C₁, ressalva-se que adotar uma secção geral de perfil único se torna inoportável devido à necessidade de se controlar a esbelteza segundo o eixo fraco do elemento de maior comprimento.

Também é importante referir que não é de todo aconselhável a dispensa da utilização do conjunto C₂ na nova solução. Não só tem a função de melhorar o comportamento à flexão das vigas de distribuição e de coroamento, visto que diminui o seu vão livre e, por conseguinte, a hipótese de ocorrência de momentos fletores positivos excessivos devido aos impulsos do terreno, mas também permite uma redução do comprimento de encurvadura segundo o eixo z das escoras do conjunto C₁. Note-se que, ao invés, por muito que a solução passasse por aumentar a secção deste conjunto, os valores de esbelteza segundo esse eixo seriam já bastante elevados.

Na Figura 5.1 apresenta-se a nova solução alternativa de partida para a análise da estrutura que se segue, desenvolvida como novo modelo do SAP2000.

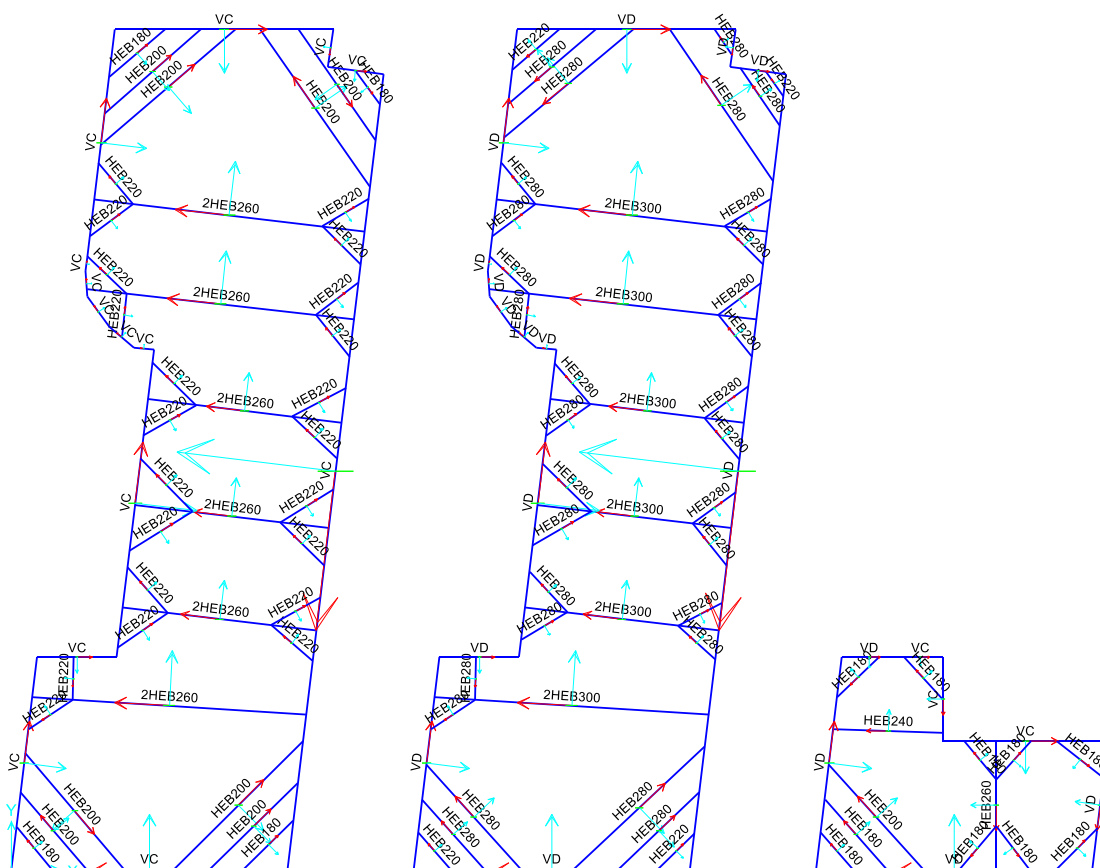


Figura 5.1 – Modelos de cálculo do SAP2000: Primeiro, segundo e terceiro nível de travamento

5.3. Novos parâmetros de rigidez

Na Tabela 5.2 mostram-se os resultados do novo sistema em função dos deslocamentos médios obtidos em cada secção e a rigidez horizontal equivalente para cada uma delas, seguindo, mais uma vez, uma abordagem em regime elástico linear.

Tabela 5.2 – Parâmetros da rigidez horizontal equivalente do sistema de escoramento

	Secção 1		Secção 2		
	1º nível	2º nível	1º nível	2º nível	3º nível
Carga [kN/m]	100	100	100	100	100
Deslocamento [m]	9,20E-4	8,10E-4	1,11E-3	9,29E-4	1,34E-3
Rigidez [kN/m/m]	108696	123457	90277	107595	74627

É correto admitir que a redução média da área das secções acompanha de forma idêntica a redução da rigidez equivalente do sistema, verificando-se uma descida mais acentuada, para cerca de metade, nos parâmetros do terceiro nível devido à substituição da solução original por uma solução bem mais leve comparativamente aos restantes níveis. Destaca-se na Figura 5.2 a deformada desse modelo, com os deslocamentos em milímetros e um fator de escala x700.

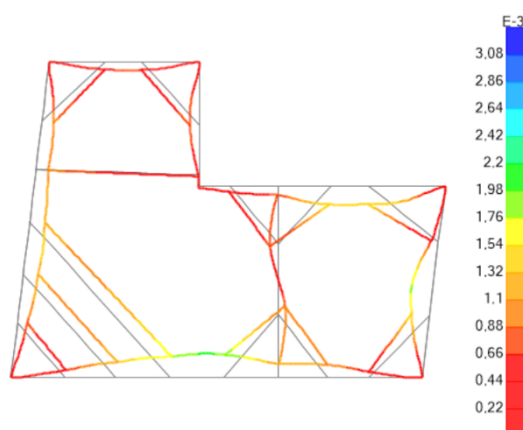


Figura 5.2 – Deformada obtida para efeitos de cálculo da rigidez do escoramento

5.4. Desempenho

Os resultados da modelação da solução no *Plaxis 2D* permitem fazer uma análise crítica dos novos esforços e deslocamentos que resultam da chegada da escavação ao último nível, e, posteriormente, da conclusão da construção da superestrutura dos pisos enterrados.

5.4.1. Discussão dos resultados

Representam-se na Figura 5.3 os deslocamentos horizontais do maciço aquando da chegada à cota de fundo de escavação. Relembre-se que a hipótese de considerar apenas 75% da rigidez do terceiro nível obtida no *SAP2000* é novamente mantida neste contexto.

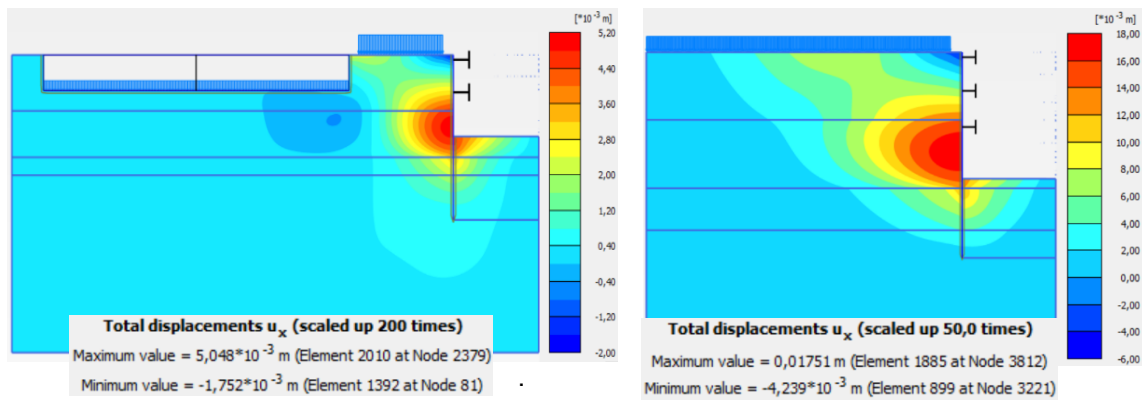


Figura 5.3 – Deslocamentos horizontais na última fase de escavação: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

Tendo em conta os resultados, pode considerar-se que o efeito da redução da rigidez do escoramento na Secção 1 tem um significado desprezável no comportamento em serviço da cortina, algo que já não pode ser dito no caso da Secção 2, embora a diferença máxima dos deslocamentos seja ainda pequena, de 16,2mm obtidos na solução de projeto para 17,5mm da nova solução, tendo no topo uma variação praticamente residual. Mesmo assim, retira-se que esse efeito é mais condicionante numa secção como esta, onde a altura total escavada é maior. Por outro lado, o facto do maior incremento do deslocamento para o interior da escavação na Secção 2 acontecer nessa zona pode ser explicado pelo efeito conjunto de dois fatores: a dispensa do pré-esforço aplicado e a redução significativa da rigidez do terceiro nível de escoras.

Ao longo do processo construtivo pode dizer-se que o andamento da deformada da cortina é em tudo semelhante à da solução de projeto, devendo salientar que a ação duma carga significativa de pré-esforço sobre a contenção tem um enorme peso no controlo das deformações, pelo que uma variação da rigidez teórica do sistema acaba por não ter tanta influência nessas condições.

No que toca à análise dos esforços mobilizados na cortina, apresentam-se nas Figuras 5.4 e 5.5, como já é habitual, as envolventes dos diagramas de esforço transverso e de momento fletor.

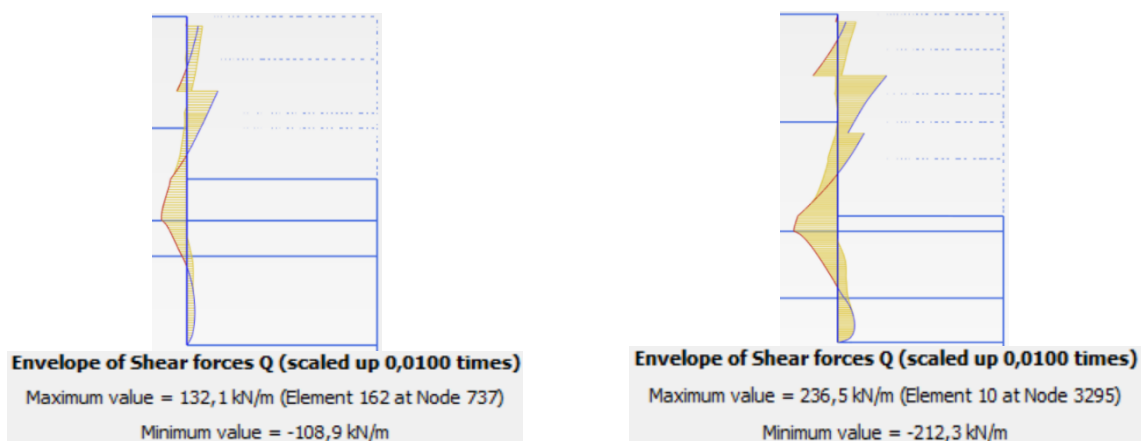


Figura 5.4 – Envolvente de esforço transverso: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

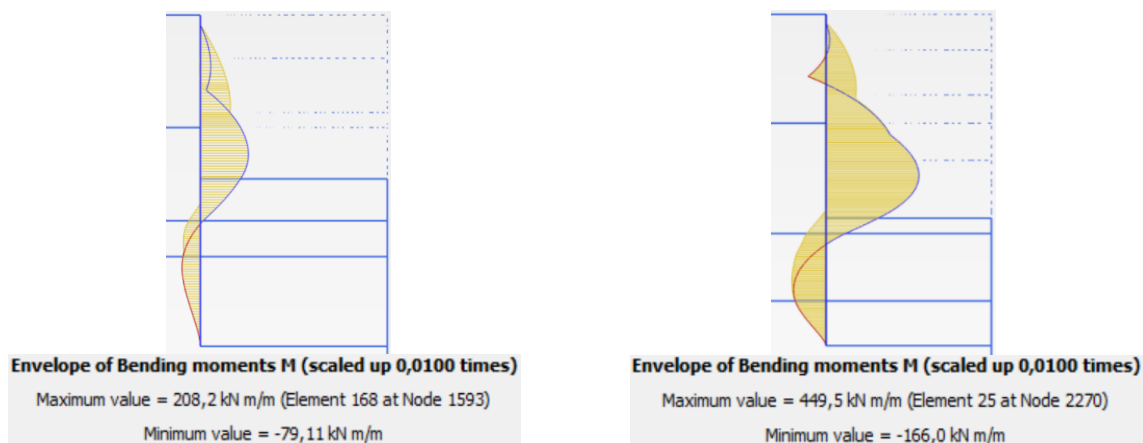


Figura 5.5 – Envoltura de momento fletor: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

Não há muito a dizer sobre as diferenças do desempenho da contenção da Secção 1, a não ser um ligeiro aumento nos esforços máximos positivos e negativos, o que igualmente se verifica na Secção 2, mas com um efeito mais significativo.

Verifica-se, nesse caso, um aumento nos extremos da envoltura de momento fletor da ordem dos 6%, atingindo um valor máximo positivo de 450kNm/m, que merece um cuidado acrescido no dimensionamento das armaduras longitudinais positivas. À medida que o processo construtivo avança com uma solução de apoio menos rígida, vai se notando, como se viu atrás, uma maior curvatura da parede para o interior da escavação, o que determina um maior acréscimo nos momentos flectores positivos. Do comportamento ao corte, a nova solução intervém especialmente no aumento do máximo negativo na zona da contenção junto à base da escavação, destacando-se o aparecimento de um “salto” do diagrama no terceiro nível de apoio bastante reduzido.

Contrariamente à análise que foi feita a respeito da variação dos parâmetros de rigidez de flexão da cortina, uma maior parte da carga que resiste aos impulsos do terreno é agora absorvida por esta devido a uma transferência de tensões, da solução anterior para esta, que tem origem nas escoras, devido à redução da sua rigidez. Consequentemente, espera-se que um ligeiro alívio no esforço axial do sistema de travamento possa contrabalançar os efeitos negativos sentidos pela contenção, mais concretamente na Secção 2. Na Tabela 5.3 encontram-se os valores máximos da carga resultante nos vários níveis.

Tabela 5.3 – Esforços máximos em cada nível de travamento

	Secção 1		Secção 2		
	1º nível	2º nível	1º nível	2º nível	3º nível
Carga axial máxima [kN/m]	-67,37	-174,08	-94,56	-355,95	-78,78

Confirma-se uma descida dos valores, embora o caso mais relevante seja apenas no caso do terceiro nível de escoramento, em cerca de 30%. A conclusão que se retira é que a redução da

rigidez dos apoios tem bastante mais impacto nos níveis onde se prescinde da utilização de pré-esforço, sendo que nos restantes, a partir do momento em que este é aplicado, não se verificam grandes alterações nas suas forças de reação até ao fim da escavação. A hipótese do dimensionamento da nova solução mostra-se, desta forma, bastante satisfatória.

5.4.2. Alteração do faseamento construtivo

5.4.2.1. Conceito base

O estudo que se segue, efetuado após a escavação ter atingido o seu termo, torna-se bastante útil para a execução do resto da obra, isto é, para as fases que seguem da substituição do escoramento pelas lajes dos pisos enterrados. Com efeito, interessa que ao ser betonada determinada laje não exista inferiormente em serviço qualquer nível de escoramento, facilitando a retirada e a posterior recuperação dessas escoras, como também a execução da própria laje.

Este estudo é realizado adotando parâmetros idênticos aos que basearam o cálculo da construção das lajes da solução de projeto, simulando agora, além das fases de escavação já estudadas, mais cinco e sete incrementos, correspondentes às novas fases construtivas designadas na Figura 5.6, no caso das secções 1 e 2 do problema, respetivamente.

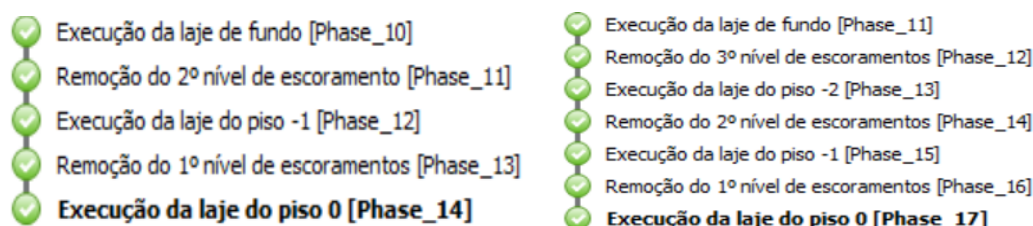


Figura 5.6 – Novos incrementos do faseamento construtivo alterado: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

A análise que se segue serve, assim, para investigar se os esforços e deslocamentos resultantes do seguimento do processo faseado ilustrado são ou não comportáveis.

5.4.2.2. Deslocamentos

As Figuras 5.7 e 5.8 representam o efeito do novo faseamento no comportamento em serviço da cortina, com os deslocamentos horizontais calculados desde a fase da execução da laje de fundo até à laje do piso 0.

É possível constatar, pelos modelos do *Plaxis 2D*, que as fases associadas à execução da laje de um determinado piso não intervêm na deformada da estrutura resultante da fase que lhes é precedente, pelo que não vêm apresentadas nas figuras. As fases “a verde” coincidem, nesse caso, com as do fim da escavação. Para uma leitura mais clara, opta-se também por não representar a zona correspondente à altura enterrada da cortina, isto é, abaixo da cota dos seis a sete metros, uma vez que a deformada se mantém aproximadamente constante à calculada na chegada ao último nível de escavação, focando os resultados apenas na metade superior.

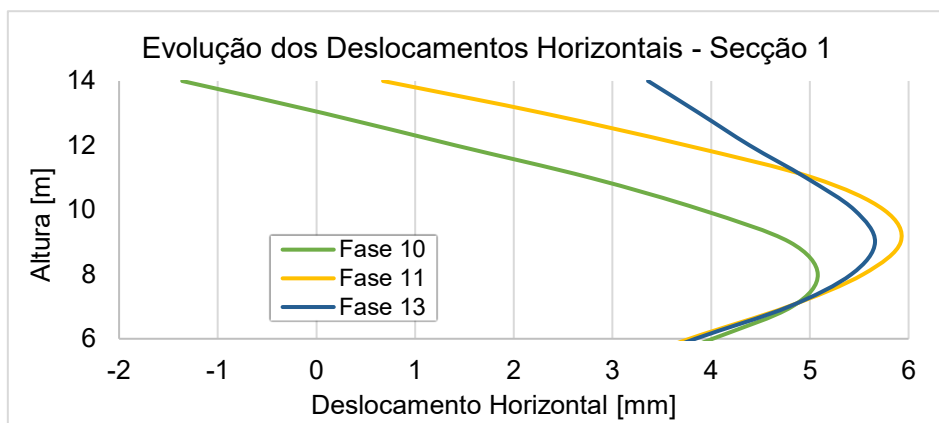


Figura 5.7 – Evolução dos deslocamentos horizontais da cortina desde o fim da escavação até à retirada completa do escoramento: Secção 1

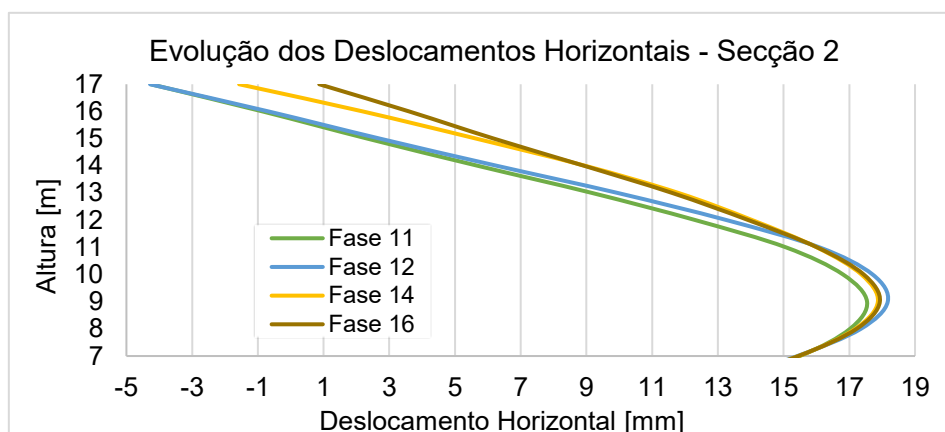


Figura 5.8 – Evolução dos deslocamentos horizontais da cortina desde o fim da escavação até à retirada completa do escoramento: Secção 2

Duma primeira observação, percebe-se que é no topo da cortina onde existe a maior discrepância dos valores do deslocamento, com um movimento crescente no sentido do interior da escavação à medida que o processo avança.

É comum nas duas secções que seja na fase correspondente à retirada do último nível de escoramento que a deformada atinge o seu ponto máximo, de 5,92mm na Secção 1 e de 18,17mm na Secção 2, constituindo a fase mais crítica desde o início de todo o processo. O efeito do aumento do deslocamento neste caso pode ser entendido como se de uma escavação se tratasse. A força de compressão instalada na escora, igual à reação de apoio que esta exerce sobre a contenção, obriga a estrutura a ter que encontrar um novo ponto de equilíbrio estático assim que essa é libertada, aliviando as tensões horizontais no maciço suportado que se encaminham para o estado ativo, aumentando a sua deformabilidade.

A retirada das escoras dos níveis de cima tem um efeito benéfico nesse sentido, dado que consegue repor, embora em muito pequena parte, os deslocamentos máximos sofridos na fase anterior, devido à resposta bastante rígida da laje subjacente executada. No caso da Secção 1,

a deformada tem um aspeto final que se aproxima ao da primeira fase de escavação, contudo com a vertente desfavorável de atingir, no topo, um deslocamento para o interior do edifício de 3,36mm. Na Secção 2, mais uma vez, a ação combinada da remoção da escora do segundo nível depois de ter sido betonada a laje inferior faz diminuir o deslocamento na zona que lhe é próxima, e aumentar no topo para 1,57mm negativos.

Concluída a laje do piso -1, observa-se que, na fase de remoção da última escora, a deformada da contenção se mantém, na Secção 2, praticamente inalterada desde a sua cota de betonagem até à laje de fundo, aumentando para 0,86mm no topo. Pode-se concluir que após a execução de um nível de laje, abaixo desse, a deformada nunca ultrapassa os valores máximos calculados em fases anteriores relativas à desativação do escoramento, o que confirma o excelente desempenho deste tipo de elemento no controlo das deformações da cortina de suporte.

Com a alteração do método construtivo é de extrema importância verificar os assentamentos máximos nas estruturas vizinhas, ao que se obteve um valor do deslocamento vertical da face inferior do edifício de 1mm, estando de acordo com o estipulado nos critérios de alarme.

5.4.2.3. Esforços na contenção

De todas as iterações já realizadas a propósito deste tema, é na alteração do método construtivo idealizado em projeto que se revelam as maiores diferenças nos diagramas de esforços, havendo uma alternância constante da rigidez e da posição dos apoios, o que interfere bastante com a forma do diagrama. As envolventes finais do esforço transverso e momento fletor são a seguir apresentadas nas Figuras 5.9 e 5.10.

A respeito do esforço transverso, é a fase da retirada do nível de escoramento mais abaixo que condiciona os valores máximos do diagrama que resultaram do processo de escavação, registando-se um aumento do esforço máximo negativo para 161,0kN/m na Secção 1 e para 233,1kN/m na Secção 2, ambos na parte imediatamente acima da laje de fundo, que passa a assumir um papel fundamental de apoio rígido à estrutura. No caso da Secção 2 verifica-se o acréscimo do valor positivo máximo para 250,8kN/m concluído todo processo construtivo.

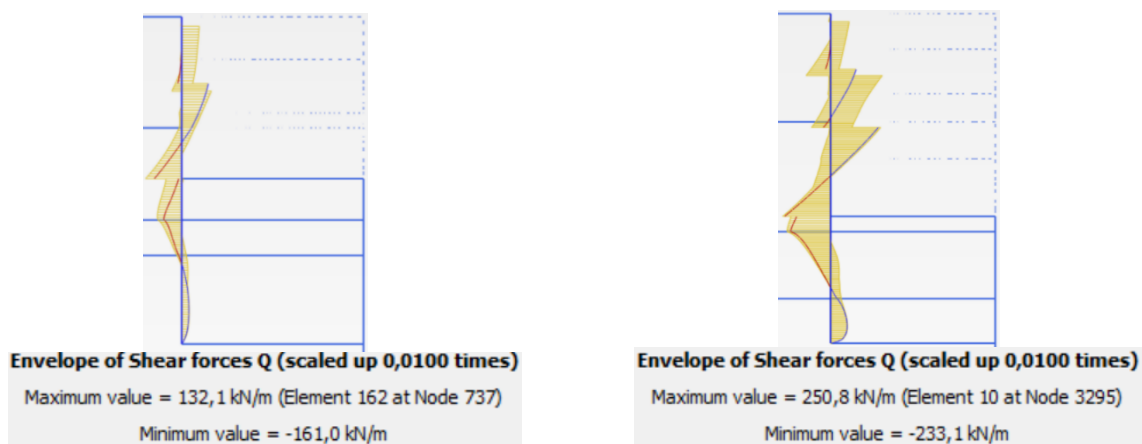


Figura 5.9 – Envolvente de esforço transverso: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

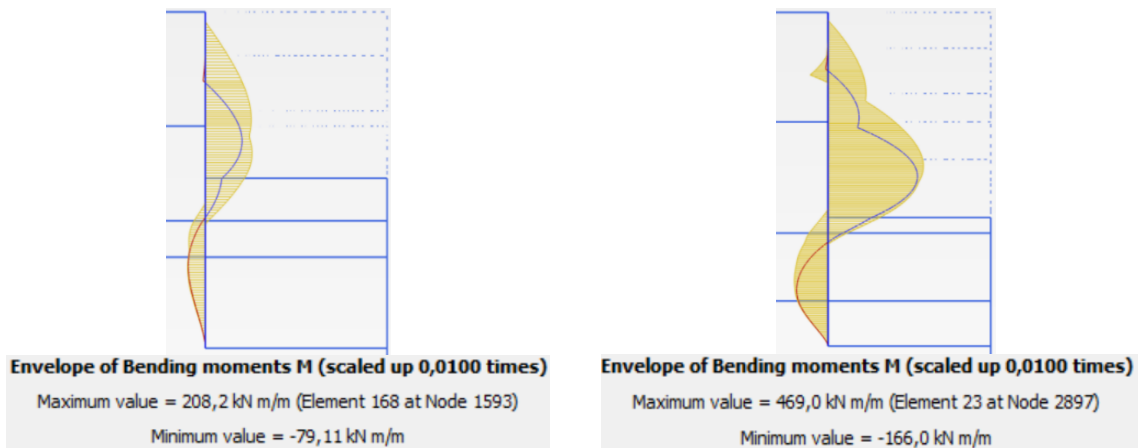


Figura 5.10 – Envolvente de momento fletor: Secção 1 (à esquerda); Secção 2 (à direita)

A situação mais benéfica está apenas no alívio do esforço negativo ao longo da altura enterrada da cortina. Aquando da retirada do primeiro nível, tem-se novamente um salto do diagrama, desta vez na posição da laje do piso -1, que retoma o valor do esforço máximo positivo outrora influenciado pela ação do segundo nível de escoramento.

A primeira alteração no diagrama de momentos fletores acontece na fase da retirada do último nível de escoramento, com a posição do momento máximo positivo a mover-se em direção ao topo da cortina, aproximando-se da zona onde a escora foi retirada, coincidindo no ponto onde o esforço transversal é zero, e onde, para essa fase, se regista o maior deslocamento da contenção. No entanto, na Secção 1 este não ultrapassa o valor máximo verificado na última fase de escavação, ao contrário da Secção 2, onde há um acréscimo de 4,3%. A distribuição de momentos abaixo do fundo da escavação praticamente que não se altera nos dois casos.

Interessa retirar que a grandeza dos momentos fletores positivos acima do fundo de escavação, finalizada a execução dos pisos, é inferior à obtida quando se dá por terminada a escavação, o que demonstra que o novo método, apesar da ligeira subida dos esforços na retirada do escoramento, tira um maior proveito da enorme rigidez das lajes no controlo desses momentos, o que o torna favorável à resistência aos E.L.U durante o tempo de vida útil do edifício. Note-se que, tal como acontece na deformada da cortina, também o diagrama de esforços se mantém idêntico aquando da execução da laje em relação à fase que precede a sua betonagem.

5.4.2.4. Esforços axiais no escoramento

As Figuras 5.11 e 5.12 dizem respeito à evolução completa do esforço no escoramento desde a instalação do primeiro nível à retirada do mesmo.

Como se já viu, a primeira remoção do escoramento determina nessa zona o máximo deslocamento horizontal da contenção para o interior da escavação, o que faz com que as tensões aliviadas, antes instaladas no maciço suportado devido à ação do apoio, por efeito de arco se redistribuam para o topo, em direção aos restantes níveis de escoramento, e para baixo, em direção à laje de fundo que acaba por ainda absorver uma parte considerável da carga.

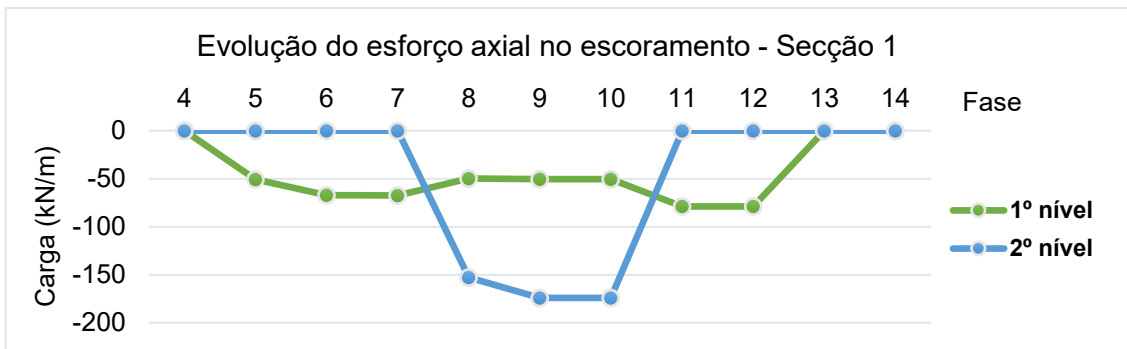


Figura 5.11 – Evolução do esforço axial no escoramento até à sua completa substituição pelas lajes: Secção 1

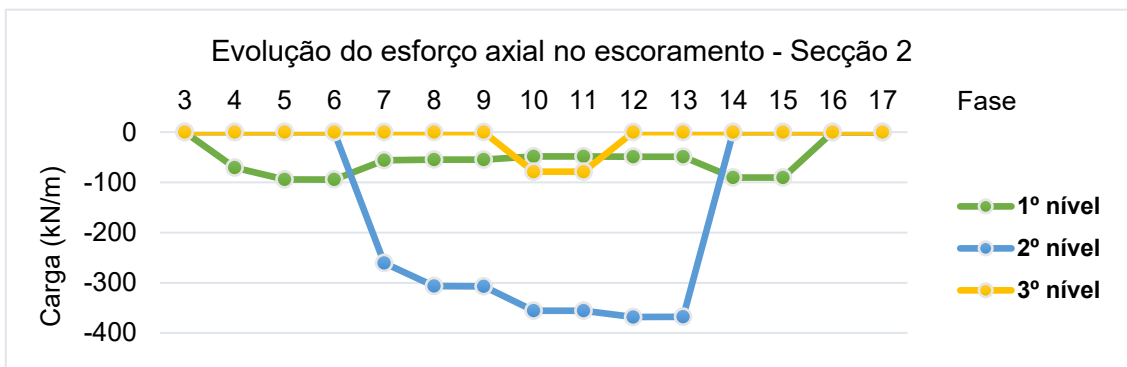


Figura 5.12 – Evolução do esforço axial no escoramento até à sua completa substituição pelas lajes: Secção 2

A chegada à fase 11 na Secção 1 reflete-se num aumento da carga resultante no primeiro nível de escoramento de 56%, mantendo-se aproximadamente constante no troço relativo à execução da laje do piso -1, superando a carga máxima registada anteriormente no processo de escavação. Apesar deste acréscimo significativo, a laje de fundo recebe, nessa fase, uma carga de valor 168,8kN/m, bastante significativa por comparação com o escoramento.

Em matéria da Secção 2, aquando da primeira retirada, neste caso na fase 12, compreende-se uma subida da carga menos acentuada nos níveis de escoramento acima, de 3,4% no segundo e 1,7% no primeiro, como também na laje de fundo. A fase mais condicionante para o primeiro nível acontece na fase 14, quando se retira a escora do nível abaixo, chegando quase a atingir o patamar dos 100 kN/m, que aliás já tinha sido experienciado em fases anteriores, agora com um valor ligeiramente inferior. O maior aumento do esforço axial no primeiro nível das duas secções justifica-se também pelo movimento do topo da cortina em direção ao interior da escavação ser mais acentuado, agravando os efeitos de compressão na escora.

Por fim, há a salientar a importância do novo faseamento construtivo no dimensionamento do sistema de escoramento, visto que, sobre este, origina um acréscimo da carga resultante do processo, à exceção do primeiro nível da Secção 2 e dos últimos níveis, uma vez que a laje de fundo não introduz esforços adicionais. Os modelos do *SAP2000* devem, assim, ser alimentados com a carga mais condicionante a atuar sobre o contorno da estrutura

5.5. Verificação de segurança do sistema de escoramento metálico – Eurocódigo 3

5.5.1. Estado limite último – Resistência à encurvadura

O método proposto pelo EC3 é novamente aplicado, assim como a geometria, as condições de apoio e todas as outras hipóteses que estão por trás da constituição dos modelos de cálculo da solução de projeto, alterado apenas as ações relativas ao peso próprio e ao esforço normal sobre os elementos, bem como as propriedades de resistência das secções. Com efeito, resumem-se as verificações de segurança mais condicionantes em torno de cada eixo de flexão, dentro dos três casos tipo de escoras apresentados na secção 4.6. As expressões 5.2 e 5.3 são, assim, relativas ao conjunto da solução de escoras dispostas na perpendicular ao plano da contenção, as expressões 5.04 e 5.05 ao conjunto das escoras de canto, e, finalmente, dada pelas duas últimas expressões, a solução de apoio vertical das zonas 1 e 2, respetivamente, que é agora materializada por perfis de secção HEB240. No Anexo IX não deixa de ser apresentada uma tabela com os resultados de todos os elementos metálicos previstos em obra.

$$n_y + k_{yy} * m_y = 0,8055 + 1,5622 * 0,0862 = 0,9403 \leq 1,0 \quad (5.2)$$

$$n_z + k_{zy} * m_y = 0,7011 + 0,9033 * 0,1474 = 0,8343 \leq 1,0 \quad (5.3)$$

$$n_y + k_{yy} * m_y = 0,8031 + 1,5603 * 0,0712 = 0,9141 \leq 1,0 \quad (5.4)$$

$$n_z + k_{zy} * m_y = 0,9143 + 0,8895 * 0,0276 = 0,9388 \leq 1,0 \quad (5.5)$$

$$n_z = \frac{N_{ed}}{\chi_z \times N_{pl}} = \frac{185}{0,0816 \times 2915} = 0,7784 \leq 1,0 \quad (5.7)$$

$$n_z = \frac{N_{ed}}{\chi_z \times N_{pl}} = \frac{86}{0,0508 \times 2915} = 0,5808 \leq 1,0 \quad (5.8)$$

Os resultados dos coeficientes obtidos das equações da viga-coluna são, como se estaria à espera, substancialmente superiores e bastante mais próximos da unidade, o que reflete bem o grau de otimização da estrutura. Destaca-se, novamente, a importância da inércia significativa segundo o eixo z das vigas de escoramento tipo caixão na segurança destes elementos, com uma resistência mobilizada, na pior das hipóteses, de 83,4% da sua capacidade máxima. A solução de apoio vertical vem também um pouco mais folgada em relação às restantes devido à sua elevadíssima esbelteza que se reflete no valor dos dois fatores de redução, e que, por esse motivo, impossibilita a utilização de uma solução mais leve àquela que é apresentada.

5.5.2. Estado limite de serviço – Deslocamentos horizontais

A verificação ao estado limite serviço segue a mesma lógica introduzida a propósito da solução de projeto, devendo, neste caso, ter em consideração o impacto do refaseamento construtivo na grandeza dos deslocamentos máximos ($\delta_{\text{máx}}$) da cortina até se dar por concluída a construção das lajes. A Figura 5.13 resume os valores máximos já calculados para as fases mais condicionantes e referencia os máximos admissíveis.

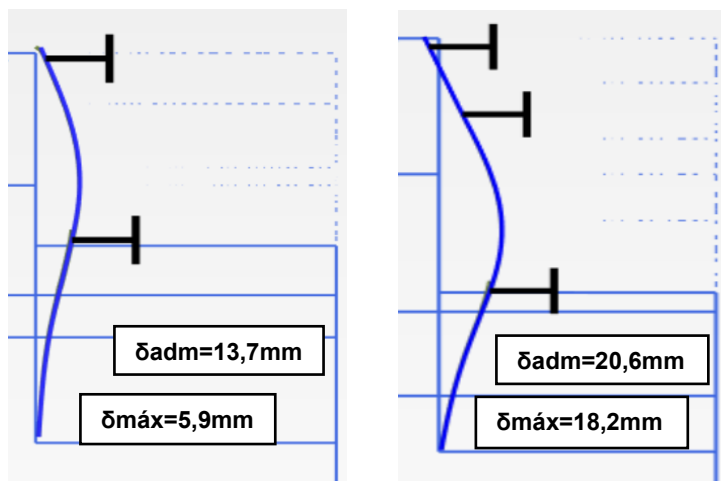


Figura 5.11 – Verificação dos deslocamentos máximos da cortina: Secção 1 (à esquerda);
Secção 2 (à direita)

Na Secção 1 o deslocamento máximo continua ainda desfasado do máximo admissível, sendo a margem bastante mais curta no caso da Secção 2, onde os dois valores se aproximam muito mais, mas que, mesmo assim, verificam os critérios de funcionalidade da parede de contenção.

6. ANÁLISE COMPARATIVA DE SOLUÇÕES

Apresentadas as duas soluções, resumem-se neste ponto as vantagens e desvantagens associadas a cada uma no desempenho da estrutura de suporte, avaliando-se de seguida a importância da solução proposta na redução dos custos da empreitada.

6.1. Aspetos técnicos

A solução de projeto foi desenvolvida com um sistema de escoramento metálico que conseguiu aliar a utilização de uma parcela significativa de pré-esforço nos dois primeiros níveis a uma rigidez horizontal dos elementos ainda bastante considerável, que, do ponto de vista do funcionamento aos E.L.U e E.L.S, se revelou como uma solução algo sobredimensionada para os desafios que a obra lançou para a conceção duma estrutura de contenção periférica.

Por sua vez, a solução que é proposta consegue demonstrar que, num cenário em que se mantém uma parcela de pré-esforço igual a 100% da carga definida em projeto, é possível reduzir essa rigidez ao mínimo indispensável sem nunca comprometer a segurança.

No comportamento em serviço da cortina os resultados mostram uma grande semelhança nos deslocamentos máximos experienciados na última fase de escavação. No entanto, a maior discrepância dos valores nas duas soluções tem lugar no contexto de três níveis de escoramento onde a deformação para o interior da escavação é máxima, registando-se um maior acréscimo na nova solução pela descida significativa da rigidez do último nível de escoramento, cujo impacto no desempenho é agravado pela não aplicação de pré-esforço sobre este. Por esse motivo, regista-se um ligeiro aumento do momento fletor máximo positivo na Secção 2 acompanhado de uma ligeira redução no esforço axial nesse nível de escoramento chegada à base de escavação.

A análise do comportamento do escoramento da solução proposta comparativamente ao caso da aplicação de 5% do pré-esforço definido em projeto lança uma discussão relevante acerca da importância da rigidez do sistema *versus* a importância da quantidade de pré-esforço utilizado.

As diferenças a registar começam sobretudo na grandeza dos deslocamentos, com a cortina a deformar cada vez mais à medida que se vai escavando na situação em que se prescinde duma parcela significativa de pré-esforço, por muito que a rigidez nesse caso seja superior. No contexto de três níveis de travamento o deslocamento para o interior da escavação chega mesmo a ultrapassar o valor máximo admissível em E.L.S.

No geral, pode dizer-se também que a redução do pré-esforço piora o desempenho da estrutura aos momentos fletores máximos negativos, verificando-se, na nova solução, uma descida destes em 36% na zona de dois níveis de escoramento e em 23% na zona de três níveis. Igualmente nos momentos positivos os efeitos agravam-se, muito embora na segunda zona se registre um aumento do valor máximo na solução onde a rigidez é menor, que mais se faz sentir no terceiro nível de escoras. Relativamente ao comportamento em esforço transversal, pelo contrário,

registra-se em média uma subida ainda considerável em 45% no valor máximo positivo da nova solução, enquanto o negativo se mantém praticamente inalterado. Daqui retém-se que os apoios se tornam bastante mais rígidos quando se opta por uma solução pré-esforçada em detrimento de uma solução em que a própria rigidez axial dos elementos até possa ser superior, o que leva, por um lado, ao aparecimento de um esforço de corte maior na parede de contenção nas zonas de contacto com as escoras, como por outro, a um maior controlo nos deslocamentos da estrutura.

Nesse sentido, os esforços axiais máximos no escoramento do segundo e terceiro nível aquando da aplicação do pré-esforço tornam a sua verificação de segurança aos E.L.U mais condicionante. Contudo, o esforço do primeiro nível vai-se atenuando à medida que o processo de escavação avança quando lhe é aplicada inicialmente uma grande parcela de pré-esforço, o que no sentido inverso acontece quando o sistema apenas depende da sua rigidez, com um acréscimo lento até ao último nível de escavação, acabando por nas duas soluções os esforços se encontrarem em valores máximos relativamente próximos.

Na construção da superestrutura até à execução da laje do piso 0 as duas soluções confrontam dois cenários em tudo diferentes. Na solução originalmente definida em projeto o escoramento metálico só é retirado depois de estar betonada a laje do nível correspondente, o que do ponto de vista do desempenho favorece a segurança aos estados limites dos elementos da estrutura, sendo do ponto de vista da execução em obra mais desfavorável, por um lado por essa metodologia construtiva só ser possível de colocar em prática deixando aberturas por troços na laje, por forma a que seja possível a extração da escora que está por baixo, e por outro, por uma questão de segurança aliada ao próprio risco de acidente que se agrava sobretudo na altura da extração dos níveis mais abaixo. Contrariamente a esta, o novo método proposto facilita os trabalhos de execução em obra, contudo pode tornar-se inviável caso a estrutura não tenha sido dimensionada para resistir aos novos esforços inerentes ao próprio processo. O estudo mais aprofundado desenvolvido no capítulo anterior permite concluir, mesmo assim, que tanto a solução de contenção como do escoramento preconizadas em projeto são suficientes para assegurar o bom comportamento em E.L.U e E.L.S.

O desempenho geral da solução acaba por estar mais condicionado devido ao acréscimo dos deslocamentos máximos que se verificam tanto no topo da cortina como acima do fundo de escavação, o que leva ao aumento generalizado dos esforços máximos mobilizados ao longo da sua altura, acabando por surtir no mesmo efeito nos esforços do escoramento dos dois primeiros níveis.

6.2. Aspetos económicos

Um dos motivos que leva à conceção de uma nova solução para a obra prende-se sobretudo com a redução dos gastos económicos associados ao processo construtivo da subida da superestrutura do edifício, nomeadamente na execução das lajes dos pisos -2, -1 e 0. A otimização da estrutura metálica acaba por também ter o seu peso do ponto de vista económico,

pelo que a Tabela 6.1 resume as principais diferenças no custo global da solução que é proposta para a solução de projeto associadas a estes dois aspetos.

Tabela 6.1 – Análise económica das duas soluções

	Sol. Projeto				Sol. Proposta				Diferença	
	Quant. [unid.]	Cu [€/unid.]	Ctotal [€]	Peso [%]	Quant. [unid.]	Cu [€/unid.]	Ctotal [€]	Peso [%]	Ctotal [€]	Peso [%]
Escoramento metálico										
HEB180 [kg]					3279,83	1,40 €	4 592 €			
HEB200 [kg]					6621,79	1,42 €	9 403 €			
HEB220 [kg]	1338,22	1,42 €	1 900 €		10896,47	1,42 €	15 473 €			
HEB240 [kg]					2296,79	1,43 €	3 284 €			
HEB260 [kg]					22501,17	1,43 €	32 177 €			
HEB280 [kg]	9666,55	1,43 €	13 823 €		20725,30	1,43 €	29 637 €			
HEB300 [kg]					25764,99	1,43 €	36 844 €			
HEB340 [kg]	33206,18	1,54 €	51 138 €							
HEB400 [kg]	60616,26	1,54 €	93 349 €							
HEB500 [kg]	49625,15	1,57 €	77 911 €							
Total [kg]	154452,36		238 121 €	23%	92086,34		131 410 €	21%	106 712 €	26%
Superestrutura (caves)										
Cofragem [m2]	4710	56,23 €	264 843 €	25%	4710	29,24 €	137 720 €	21%	127 123 €	31%
Aço em varão [kg]	160140	3,41 €	546 077 €	52%	160140	2,32 €	371 525 €	58%	174 553 €	43%
Total			810 921 €	77%			509 245 €	79%	301 676 €	74%
Custo Global			1 049 042 €	100%			640 655 €	100%	408 387 €	100%

Na análise constam os resultados do custo dos perfis de escoramento metálico, não entrando com os encargos relativos à demolição e transporte para vazadouro, bem como eventuais benefícios na venda do material para a sucata, uma vez que se admite que estes são iguais para as duas soluções. Já o custo relativo à construção das caves agrava-se na solução de projeto pela maior exigência na montagem de cofragem e na preparação e colocação do aço para o betão armado, em muito devida à necessidade da realização de um maior número de empalmes da armadura devido aos vários troços de lajes que serão betonados em separado. Acresce também a importância do fator tempo na solução de projeto, que se reflete nos custos fixos de estaleiro que, por uma questão de simplicidade, não é considerada na estimativa apresentada na tabela.

Para os perfis é definido um custo unitário dependente do tipo de secção HEB, cujos valores constam na ficha técnica do Anexo X. Para a execução da técnica de cofragem das lajes dos pisos é adotado um custo unitário de 56,23€/m² em condições “más” na solução de projeto, aliada à dificuldade na colocação do sistema em obra na presença do escoramento por baixo da área a betonar, e de 29,24€/m² em condições “boas” na solução proposta, quando este é previamente retirado, sendo os dois valores obtidos do Anexo XI. O cálculo do custo do aço em varão assume uma referência de 150kg/m³ para a densidade média das armaduras por cada metro cúbico de laje de betão, tendo sido obtido o custo unitário para as duas soluções, por consulta do Anexo XII, com base nas mesmas condições em que se basearam os valores da cofragem. A diminuição dos custos unitários na solução proposta está sobretudo relacionada com o tempo total gasto na realização das atividades em obra ser bastante inferior.

Admite-se que variáveis como a execução das vigas de distribuição e coroamento, dos elementos necessários à construção da parede moldadas, das estacas moldadas para a execução dos perfis metálicos verticais, da solução de perfis do tipo HEB140 de

contraventamento das escoras de canto, assim como os pormenores das ligações entre os vários perfis e destes à contenção e as condições de betonagem das lajes não relevantes para a comparação económica das duas soluções. Ressalva-se que a execução da laje de fundo é também ela considerada idêntica nas duas soluções, visto que o novo método construtivo apenas tem influência nas lajes dos pisos superiores.

Conclui-se que a implementação da solução proposta neste trabalho pode de facto conduzir a uma redução significativa do custo global da obra, uma vez que a maior percentagem da diferença de custos está na construção da superestrutura e não tanto na otimização do escoramento, havendo, nesse contexto, a oportunidade de se poupar um valor referenciado em cerca de 300.000€. Em todo o caso, a comparação direta de uma solução para a outra resulta numa margem total no valor de 408.387€.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. Conclusões

O trabalho desenvolvido permitiu dar um pequeno contributo para um maior conhecimento do comportamento da técnica de escoramentos metálicos como travamento de contenções periféricas em meio urbano. Sobretudo para que jovens engenheiros civis projetistas possam agora compreender um pouco mais a importância da rigidez deste tipo de elementos e de que forma pode ser complementada com uma possível aplicação de pré-esforço, por forma a adotar uma estratégia que se baseie na conceção de uma estrutura o mais económica possível dentro dos critérios mínimos de segurança que são exigidos.

O estudo da obra da Av. 24 julho em Lisboa foi crucial para que a avaliação do desempenho deste tipo de solução pudesse ser materializada em algo concreto e num contexto prático que é cada vez mais corrente em cidades costeiras, envolvendo um cenário da construção de um edifício em condições geotécnicas bastante desfavoráveis, junto ao rio Tejo, o que dá uma maior credibilidade à realização deste trabalho pela sua utilidade.

Conclui-se que, na primeira fase dos trabalhos de escavação, a aplicação de pré-esforço sobre as escoras se torna uma técnica bastante eficaz na redução dos deslocamentos e esforços da contenção, e por isso aconselhável para ser praticada em obras desta natureza geotécnica. Neste sentido, interessa simultaneamente tentar tirar o máximo partido da redução da rigidez dos elementos de travamento, desde que essa exploração lhes permita ainda conseguir resistir em E.L.U às maiores cargas provenientes do tecto da contenção associadas sobretudo ao pré-esforço utilizado, o que trará certamente benefícios económicos para a obra. No fundo, entende-se que a rigidez do escoramento se torna, dum modo geral, pouco relevante para o comportamento em serviço da cortina na presença de uma carga de pré-esforço significativa, considerado o estado limite mais condicionante e que se comprova que está diretamente ligado ao aparecimento dos esforços na contenção e nas escoras à medida que a escavação avança.

Já o processo seguinte da substituição dos escoramentos pelas lajes dos pisos enterrados terá de, necessariamente, ser tido em conta no dimensionamento da estrutura metálica caso esse faseamento envolva primeiro a retirada das escoras e só depois a betonagem da laje do respetivo nível. Contudo, o incremento dos esforços nos níveis de escoramento acima revela-se ainda comportável pela resistência que o material oferece à encurvadura, tornando o método possível de ser implementado e, desta forma, menos exigente do ponto de vista da tecnologia de construção e também mais rentável no decurso da empreitada.

7.2. Desenvolvimentos futuros

No contexto da temática do trabalho sugerem-se ainda alguns avanços que poderão também ter o seu peso no aprofundar dos conhecimentos sobre este tipo de solução de travamento.

O primeiro aspeto que se deixa referenciado consiste em abordar o problema da estrutura de suporte numa perspectiva tridimensional, utilizando a variante 3D ao programa de cálculo *Plaxis* usado na modelação da escavação, de forma a simular o efeito de arco longitudinal entre as várias escoras do mesmo nível para obter resultados mais realistas relativamente ao desempenho da solução ao longo do processo construtivo, nomeadamente das várias fases de instalação e pré-esforço das escoras num só nível de travamento.

Também se destaca a realização de uma retroanálise mais exaustiva dos parâmetros do terreno de modo a aferir a importância de cada um na deformada final da contenção, a fim de usar esses dados para obter cada vez melhores resultados em obras com cenários geológico-geotécnicos semelhantes.

Interessa também efetuar a modelação das escoras sem pré-esforço e com base na não linearidade da sua rigidez axial que, como é já conhecida, depende do esforço axial atuante, estudando os impactos que esta poderá ter no desempenho do travamento. Por outro lado, explorar a capacidade resistente do terreno do tardo e da própria estrutura consoante a carga de pré-esforço que é aplicada, e que combinações distribuídas pelos vários níveis de escoramento se revelariam como mais vantajosas.

Por fim, equacionar a hipótese da ocorrência de um sismo no dimensionamento da estrutura de suporte para a fase “provisória” em que a escavação ainda permanece em aberto, com as escoras instaladas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd edition, John Wiley and Sons, Inc., Canada, 1996, ISBN 0-471-08658-4
- [2] Instituto Português da Qualidade, *Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico Parte 1 – Regras gerais*, Norma Portuguesa, pp 96, março 2010
- [3] Peck, R.B., *Soil-Structure Interaction*, Proc. ASCE Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue Univ., 1972
- [4] Fortunato, E.M.C., *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do Grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, 1994
- [5] Perdigão, P.E.R., *Sistemas de Pré-esforço em Escavações Escoradas*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do Grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, 1999
- [6] Apontamentos teóricos da disciplina de Obras Geotécnicas, *Estruturas de Contenção Flexíveis: cortinas multi-escoradas*, Capítulo 5, IST, Lisboa
- [7] Silva, N.B., Carvalho, N., Pinto, A., Jetsj Geotecnia, Lda, *Expo Pacífico EplI Investimentos Imobiliários, S.A., Business Park, Parque das Nações – Lote 2 | Lisboa, Escavação e Contenção Periférica, Memória Descritiva*, agosto 2019
- [8] Matos Fernandes, M.A., *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras | Novos Métodos de Dimensionamento*, INIC., T/41-B, Lisboa, março 1983
- [9] Gomes, P.M., *Cortinas Escoradas para Suporte de Escavações*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia, junho 2019
- [10] Martins, F.F., *Aplicação de Elementos Finitos e Infinitos na Análise de Problemas de Carácter Geotécnico*, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do Grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, pp 2, dezembro 1988
- [11] Massad, F., *Efeito da Temperatura nos Empuxos de Terra sobre Escoramentos de Valas*, Tese apresentada à Escola Politécnica da USP para obtenção do Título de Doutor em Engenharia, São Paulo, 1978
- [12] Mateus de Brito, J.A., *Webinar Estação do Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa | Conceção, Projeto e Construção*, Ordem dos Engenheiros, março 2021
- [13] Brito, J., *Paredes Moldadas*, ResearchGate, maio 2001

- [14] Cunha, C.S.R.A., *Execução de Pisos Enterrados em Edifícios Existentes*, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, Lisboa, maio 2014
- [15] Camotim, D., Basaglia, C., Silvestre, N., *Apontamentos de Estruturas Metálicas*, Secção de Mecânica Estrutural e Estruturas, Disciplina de Estruturas Metálicas e Mistas, Lisboa, setembro 2010
- [16] Fartaria, C., Pinto, A., Jetsj Geotecnia, Lda, *Fundo de Investimento Imobiliários Fechado Sete Colinas | Hotel e Habitação, Avenida 24 julho – Lisboa, Projeto de Execução – Escavação e Contenção Periférica, Memória Descritiva e Justificativa*, Lisboa, setembro 2019
- [17] Ahmed, S.M., Agaiby, S.S., *Strength and stiffness characterization of clays using Atterberg Limits*, Transportation Geotechnics, Egipto, setembro 2020
- [18] Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., *Relatório Estudo Geotécnico, Projeto Residencial e Hoteleiro 24 julho – Lisboa, Lisboa, janeiro 2018*
- [19] Câmara Municipal de Lisboa, *Plano de Pormenor | Aterro da Boavista Poente*, Lisboa, maio 2017
- [20] Instituto Português da Qualidade, *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1-5 – Ações gerais – Ações térmicas*, Norma Portuguesa, dezembro 2009
- [21] CSI Analysis Reference Manual, *SAP2000 version 22*, Computers and Structures, Inc., Estados Unidos da América, novembro 2017
- [22] Instituto Português da Qualidade, *Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas*, Norma Portuguesa, dezembro 2009
- [23] Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G., *The hardening soil model: Formulation and verification*, Roterdão, 1999, ISBN 90 5809 040 X
- [24] Plaxis, *Plaxis 2D Tutorial Manual 2019*, Build 10097
- [25] Soos, V.P., *Properties of Soil and Rock*, 6th edition, vol.1, Berlin, 2001
- [26] Brinkgreve, R.B.J., Shen, R.F., *Structural Elements and Modeling Excavations in Plaxis*, Netherlands, 2011
- [27] Gouw, T.L., *Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems*, ReseachGate, janeiro 2014
- [28] The European Union, *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.1: General Rules and rules for buildings*, Edict of Government, English version, maio 2005
- [29] Virtuoso, F., *Estabilidade de Estruturas. Colunas e Vigas-coluna*, Disciplina de Estruturas Metálicas, DECivil, IST, Lisboa, 2012
- [30] Excerto de ENV1993-1-1, *Annex F (informative) Lateral torsional buckling*, Annex F.1

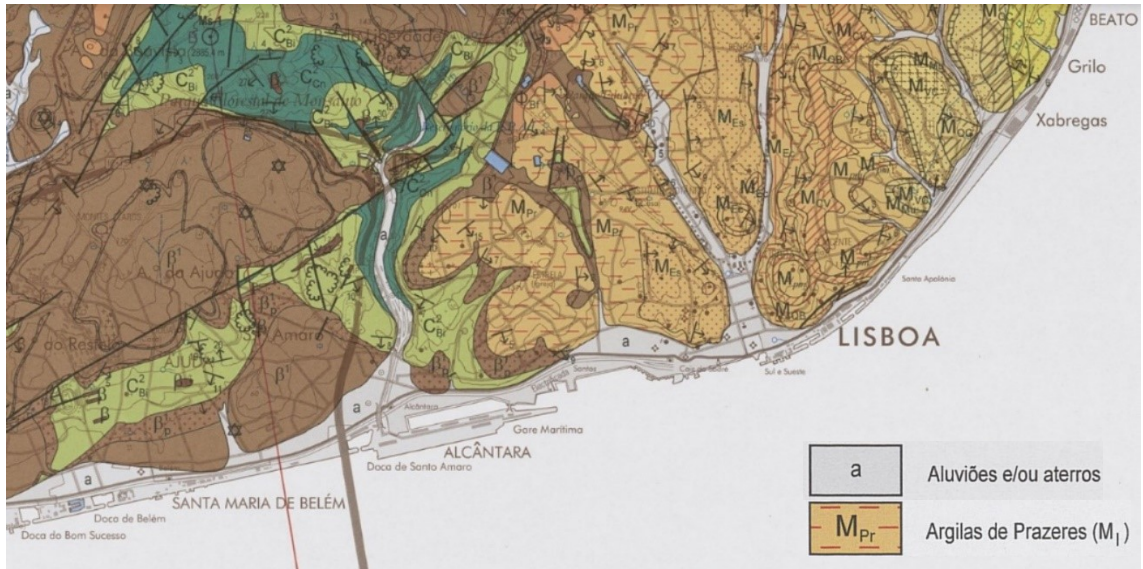
[31] Almeida, T.G., *Dimensionamento de barras de aço em MATLAB*, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Trabalho de conclusão de curso, Rio de Janeiro, junho 2019

[32] Reis, A., Camotim, D., *Estabilidade Estrutural*, McGraw-Hill, 2001, ISBN 972-773-036-1

ANEXOS

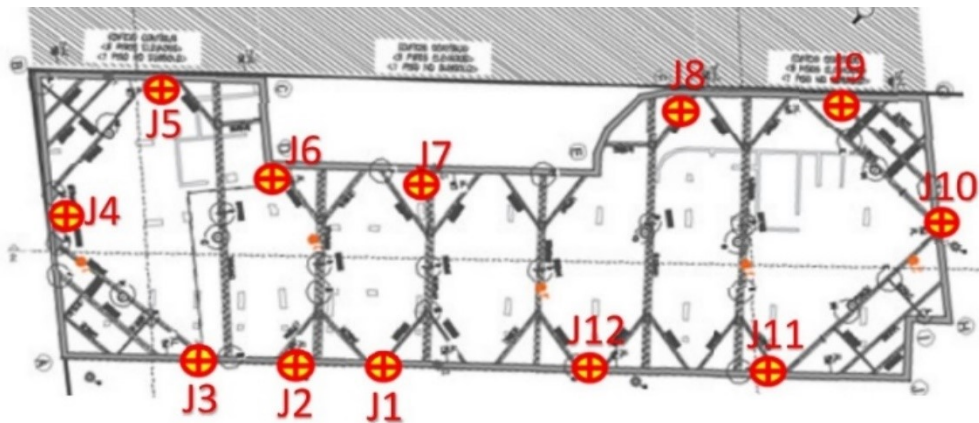
Anexo I

Excerto da Carta Geológica de Portugal – Folha 34-D Lisboa (Adaptado)



Anexo II

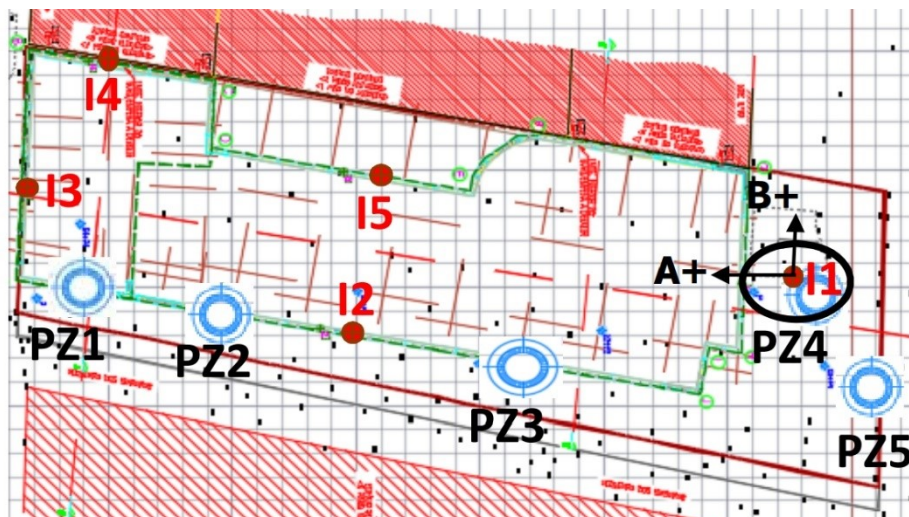
Alvos topográficos – Parede de contenção (J) (em cima); e edifício adjacente à obra do lado Poente (A) (em baixo)





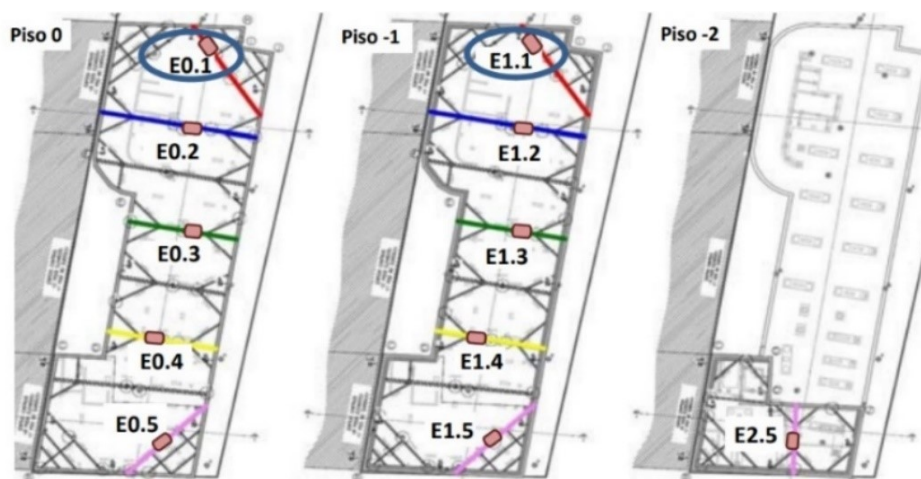
Anexo III

Inclinómetros – Pared de contenção (I), com a indicação extra dos piezómetros instalados (PZ)



Anexo IV

Células de carga – Escoras metálicas (E)



Anexo V

Inclinómetros – I3, I5, I2: deslocamentos horizontais [mm] (valores positivos para o interior da escavação; valores negativos para o exterior da escavação)

Profundidade (m)	I3	I5	I2
	14/abr/21	14/abr/21	14/abr/21
0,5	-1,225	5,363	-2,277
1,0	-0,025	5,325	-2,223
1,5	1,175	5,300	-2,167
2,0	2,150	5,225	-2,109
2,5	3,213	5,088	-2,074
3,0	4,300	5,038	-2,019
3,5	5,438	5,075	-1,949
4,0	6,613	5,038	-1,912
4,5	7,800	5,063	-1,830
5,0	9,038	5,188	-1,712
5,5	10,238	5,175	-1,704
6,0	11,375	5,163	-1,643
6,5	12,400	5,013	-1,630
7,0	13,225	4,800	-1,615
7,5	13,675	4,563	-1,594
8,0	13,913	4,100	-1,539
8,5	13,788	3,600	-1,395
9,0	13,375	3,075	-1,149
9,5	12,650	2,525	-0,936
10,0	11,725	1,988	-0,702
10,5	10,688	1,538	-0,482
11,0	9,425	1,125	-0,334
11,5	8,038	0,813	-0,408
12,0	6,600	0,563	-0,356
12,5	5,250	0,413	-0,321
13,0	4,050	0,363	-0,179
13,5	3,050	0,375	-0,049
14,0	1,975		
14,5	0,888		
15,0	0,538		
15,5	0,600		
16,0	0,188		

Anexo VI

Verificação de segurança dos perfis metálicos – Resistência à encurvadura (E.L.U)

		Nsd [kN]	L [m]	Myd [kN.m]	L0,y [m]	L0,z [m]	L0,LT [m]	V.S (6.61)	V.S (6.62)
Vertical (Zona 1)	HEB280	271	8,60	0	17,2	17,2	0	0,25	0,69
Vertical (Zona 2)	HEB280	142	11,08	0	22,16	22,16	0	0,21	0,58
1º nível	HEB220	564	6,10	3,3	6,10	4,28	4,28	0,32	0,38
	HEB220	471	3,69	1,2	3,69	3,27	3,27	0,21	0,26
	HEB280	616	10,56	14,1	10,56	4,28	4,28	0,33	0,27
	HEB280	671	11,40	16,4	11,40	6,06	6,06	0,40	0,38
	HEB340	667	15,04	37,2	7,52	5,71	5,71	0,23	0,29
	HEB340	629	17,02	47,7	8,51	6,06	6,06	0,25	0,31
	2HEB400	1612	23,32	207,1	11,66	16,32	16,32	0,34	0,41
	2HEB400	1614	23,02	201,8	11,51	16,02	16,02	0,34	0,40
	2HEB400	1652	16,20	99,9	16,20	9,20	9,20	0,36	0,24
	2HEB400	1725	16,20	99,9	16,20	9,20	9,20	0,37	0,25
	2HEB400	1732	16,20	99,9	16,20	9,20	9,20	0,37	0,25
	2HEB400	1248	23,39	208,3	11,695	19,89	19,89	0,29	0,42
	HEB340	919	6,44	6,8	6,44	6,44	6,44	0,23	0,37
	HEB220	571	4,47	1,8	4,47	2,235	2,235	0,27	0,27
	HEB220	634	4,83	2,0	4,83	4,83	4,83	0,31	0,48
	HEB280	673	7,61	7,3	7,61	3,805	3,805	0,26	0,26
	HEB280	756	10,39	13,7	10,39	5,50	5,50	0,39	0,38
	HEB340	794	12,04	23,9	6,02	6,02	6,02	0,23	0,33
HEB340	802	14,92	36,6	7,46	5,50	5,50	0,27	0,33	
3º nível	HEB280	630	4,52	2,6	4,52	4,52	4,52	0,20	0,25
	HEB280	700	5,08	3,3	5,08	5,08	5,08	0,23	0,31
	HEB400	698	8,46	13,6	8,46	8,46	8,46	0,16	0,33
	HEB280	630	3,15	1,3	3,15	1,575	1,575	0,18	0,18
	HEB340	660	6,69	7,4	6,69	3,345	3,345	0,17	0,18
	HEB500	821	11,16	28,6	5,58	5,58	5,58	0,15	0,21
	HEB500	1631	10,15	23,7	10,15	4,17	4,17	0,29	0,33
	HEB340	818	4,34	3,1	4,34	4,34	4,34	0,19	0,24
	HEB280	733	4,94	3,1	4,94	4,94	4,94	0,23	0,32
	HEB280	747	4,45	2,5	4,45	4,45	4,45	0,23	0,30

		Nsd [kN]	L [m]	Myd [kN.m]	L0,y [m]	L0,z [m]	L0,LT [m]	V.S (6.61)	V.S (6.62)
2º nível	HEB280	1035	4,61	2,7	4,61	4,61	4,61	0,32	0,38
	HEB280	945	2,68	0,9	2,68	2,68	2,68	0,21	0,26
	HEB340	1094	7,15	8,4	7,15	4,61	4,61	0,33	0,27
	HEB340	1224	4,86	3,9	4,86	4,51	4,51	0,40	0,38
	HEB400	1162	10,71	21,8	5,355	4,61	4,61	0,23	0,29
	HEB400	1200	12,80	31,2	6,4	5,77	5,77	0,25	0,31
	2HEB500	2502	22,32	228,8	11,16	15,32	15,32	0,34	0,41
	2HEB500	2497	22,02	222,7	11,01	15,02	15,02	0,34	0,40
	2HEB500	2656	15,20	106,1	15,20	9,20	9,20	0,36	0,24
	2HEB500	2783	15,20	106,1	15,20	9,20	9,20	0,37	0,25
	2HEB500	2610	15,20	106,1	15,20	9,20	9,20	0,37	0,25
	2HEB500	2630	22,27	227,8	11,135	18,77	18,77	0,29	0,42
	HEB400	1870	5,88	6,6	5,88	5,88	5,88	0,23	0,37
	HEB280	1620	3,14	1,2	3,14	1,57	1,57	0,27	0,27
	HEB280	1737	3,33	1,4	3,33	3,33	3,33	0,31	0,48
	HEB340	1641	6,68	7,3	6,68	3,34	3,34	0,26	0,26
	HEB340	2059	8,90	13,0	8,90	5,48	5,48	0,39	0,38
	HEB500	2078	10,80	26,8	5,4	5,4	5,4	0,23	0,33
HEB500	1998	13,58	42,4	6,79	5,48	5,48	0,27	0,33	

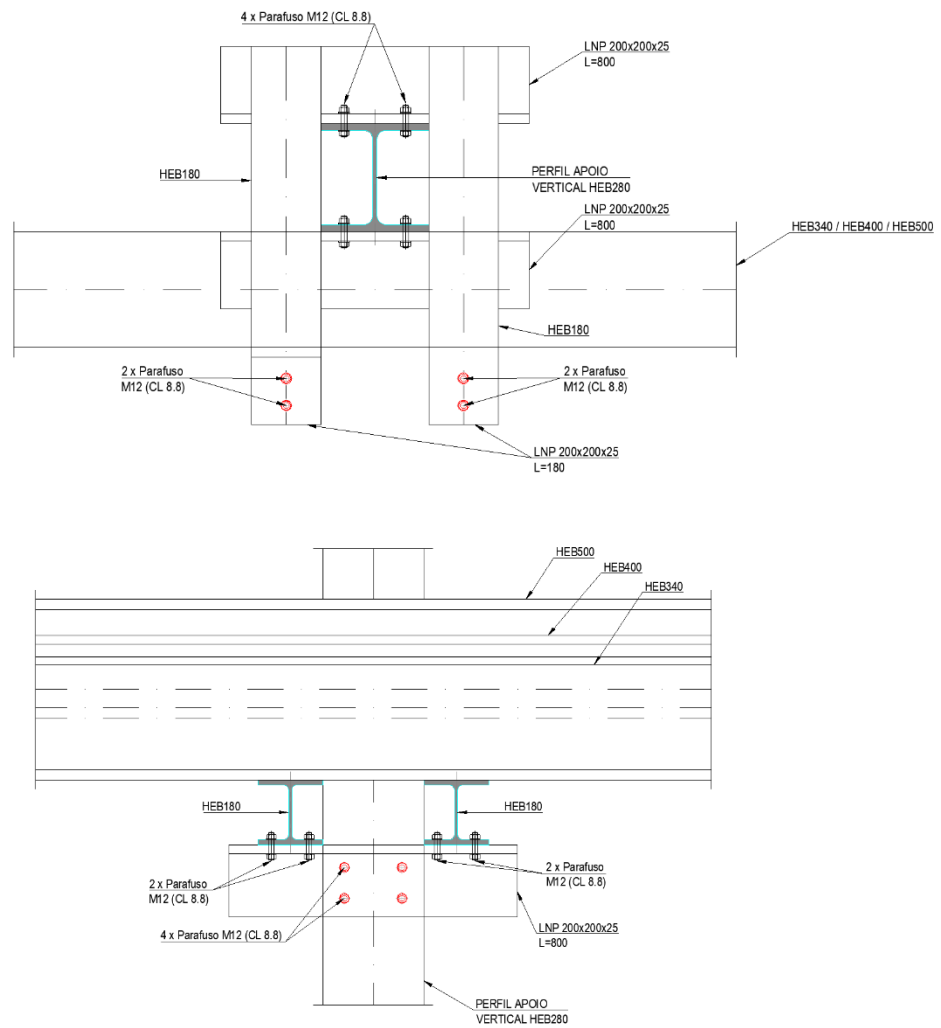
Anexo VII

Norma Dimensional EURONORMA 53-62 – Perfis tipo HEB

Perfil	Gkg/m	Dimensões					Dimensões de Construção						Classificação																							
		h	b	t _l	t _r	r	A	h ₁	d	Ø	P ₁₀₀	P ₁₀₀	A ₁	A ₂	I ₁	W _{pl1}	W _{pl2}	i	A ₁	I ₁	W _{pl1}	W _{pl2}	i	s ₁	I ₁	I ₁ x10 ³	Flexão pura					Compressão Pura				
		mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	mm	cm ⁴	cm ⁶	235	275	355	235	275	355				
HE 100 B	20.4	100	100	6.0	10.0	12	26.04	80	56	M10	56	58	0.567	27.760	449.5	89.91	104.20	4.16	9.04	167.3	33.45	51.42	2.53	40.06	9.25	3.38	1	1	1	1	1	1	1			
HE 120 B	26.7	120	120	6.5	11.0	12	34.01	98	74	M12	60	68	0.686	25.710	864.4	144.1	165.2	5.04	10.96	317.5	52.92	80.97	3.06	42.56	13.84	9.41	1	1	1	1	1	1	1			
HE 140 B	33.7	140	140	7.0	12.0	12	42.96	116	92	M16	66	76	0.805	23.880	1509.0	215.6	245.4	5.93	13.08	549.7	78.52	119.80	3.58	45.06	20.06	22.48	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 160 B	42.6	160	160	8.0	13.0	15	54.25	134	104	M20	80	84	0.918	21.560	2492.0	311.5	354.0	6.78	17.59	889.2	111.20	170.0	4.05	51.57	31.24	47.94	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 180 B	51.2	180	180	8.5	14.0	15	65.25	152	122	M24	88	92	1.037	20.250	3831.0	425.7	481.4	7.66	20.24	1363.0	151.4	231.0	4.57	54.07	42.16	93.75	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 200 B	61.3	200	200	9.0	15.0	18	78.08	170	134	M27	100	100	1.151	18.780	5696.0	569.6	642.5	8.54	24.83	2003.0	200.3	305.8	5.07	60.09	59.28	171.1	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 220 B	71.5	220	220	9.5	16.0	18	91.04	188	152	M27	100	118	1.270	17.770	8091.0	735.5	827.0	9.43	27.92	2843	258.5	393.9	5.59	62.59	76.57	295.4	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 240 B	83.2	240	240	10.0	17.0	21	106.00	206	164	M27	108	138	1.384	16.630	11260.0	938.3	1053.0	10.31	33.23	3923	326.9	498.4	6.08	68.60	102.70	486.9	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 260 B	93.0	260	260	10.0	17.5	24	118.40	225	177	M27	114	158	1.499	16.120	14920.0	1148.0	1283.0	11.22	37.59	5135	395.0	602.2	6.58	73.12	123.80	753.7	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 280 B	103.0	280	280	10.5	18.0	24	131.40	244	196	M27	114	178	1.618	15.690	19270.0	1376.0	1534	12.11	41.09	6595	471.0	717.6	7.09	74.62	143.70	1130.0	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 300 B	117	300	300	11.0	19.0	27	149.10	262	208	M27	120	198	1.732	14.800	25170.0	1678	1869	12.99	47.43	8563	570.9	870.1	7.58	80.63	185.00	1688	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 320 B	127.0	320	300	11.5	20.5	27	161.30	279	225	M27	122	198	1.771	13.980	30820.0	1926.0	2149	13.82	51.77	9239	615.9	939.1	7.57	84.13	225.10	2069	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 340 B	134.0	340	300	12.0	21.5	27	170.90	297	243	M27	122	198	1.810	13.490	36660.0	2156	2408	14.65	56.09	9690	646.0	985.7	7.53	86.63	257.20	2454	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 360 B	142.0	360	300	12.5	22.5	27	180.60	315	261	M27	122	198	1.849	13.040	43190.0	2400	2683	15.46	60.60	10140	676.1	1032.0	7.49	89.13	292.50	2883	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 400 B	155	400	300	13.5	24.0	27	197.80	352	298	M27	124	198	1.927	12.410	57680.0	2884	3232	17.08	69.98	10820	721.3	1104.0	7.40	93.13	355.70	3817	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 450 B	171.0	450	300	14.0	26.0	27	218.00	398	344	M27	124	198	2.026	11.840	79890.0	3551	3982	19.14	79.66	11720	781.4	1198.0	7.33	97.63	440.50	5258	1	1	1	1	1	1	1	1		
HE 500 B	187	500	300	14.5	28.0	27	238.60	444	390	M27	124	198	2.125	11.340	107200.0	4287	4815	21.19	89.82	12620	841.6	1292.0	7.27	102.10	538.40	7018	1	1	1	1	1	1	1	2		
HE 550 B	199	550	300	15.0	29.0	27	254.10	492	438	M27	124	198	2.224	11.150	136700.0	4971	5591	23.20	100.10	13080	871.8	1341.0	7.17	104.60	600.30	8856	1	1	1	1	1	1	1	2		
HE 600 B	212	600	300	15.5	30.0	27	270.00	540	486	M27	126	198	2.323	10.960	171000.0	5701	6425	25.17	110.80	13530	902.0	1391.0	7.08	107.10	667.20	10970	1	1	1	1	1	1	2	3		
HE 650 B	225	650	300	16.0	31.0	27	286.30	588	534	M27	126	198	2.422	10.770	210600.0	6480	7320	27.12	122.00	13980	932.3	1441.0	6.99	109.60	739.20	13360	1	1	1	1	2	2	3	4		
HE 700 B	241	700	300	17.0	32.0	27	306.40	636	582	M27	126	198	2.520	10.480	256900.0	7340	8327	28.96	137.10	14440	962.7	1495.0	6.87	112.60	830.90	16060	1	1	1	1	2	2	4	4		
HE 800 B	262	800	300	17.5	33.0	30	334.20	734	674	M27	134	198	2.713	10.340	359100.0	8977	10230	32.78	161.80	14900	993.6	1553.0	6.68	118.60	946.00	21840	1	1	1	1	3	3	4	4		
HE 900 B	291	900	300	18.5	35.0	30	371.30	830	770	M27	134	198	2.911	9.990	494100.0	10980	12580	36.48	188.80	15820	1054.0	1658.0	6.53	123.60	1137.00	29460	1	1	1	1	3	4	4	4		
HE 1000 B	314	1000	300	19.0	36.0	30	400.00	928	868	M27	134	198	3.110	9.905	644700.0	12890	14860	40.15	212.50	16280	1085.0	1716.0	6.38	126.10	1254.00	37640	1	1	1	1	4	4	4	4		

Anexo VIII

Pormenor da ligação do perfil vertical à escora horizontal de canto



Anexo IX

Verificação de segurança dos perfis metálicos – Resistência à encurvadura (E.L.U)

		Nsd [kN]	L [m]	Myd [kN.m]	L0,y [m]	L0,z [m]	L0,LT [m]	V.S (6.61)	V.S (6.62)
Vertical (Zona 1)	HEB240	185	8,60	0	17,2	17,2	0	0,28	0,78
Vertical (Zona 2)	HEB240	86	11,08	0	22,16	22,16	0	0,21	0,58
1º nível	HEB180	530	6,10	2,3	6,10	4,28	4,28	0,48	0,61
	HEB180	450	3,69	0,9	3,69	3,27	3,27	0,30	0,39
	HEB200	541	10,56	8,4	10,56	4,28	4,28	0,76	0,51
	HEB200	567	11,40	9,8	11,40	6,06	6,06	0,91	0,80
	HEB200	499	15,04	17,0	7,52	5,71	5,71	0,55	0,71
	HEB200	488	17,02	21,8	8,51	6,06	6,06	0,66	0,78
	2HEB260	1391	23,32	123,9	11,66	16,32	16,32	0,70	0,68
	2HEB260	1374	23,02	120,8	11,51	16,02	16,02	0,68	0,66
	2HEB260	1447	16,20	59,8	16,20	9,20	9,20	0,90	0,38
	2HEB260	1515	16,20	59,8	16,20	9,20	9,20	0,94	0,39
	2HEB260	1468	16,20	59,8	16,20	9,20	9,20	0,91	0,38
	2HEB260	1101	23,39	124,7	11,695	19,89	19,89	0,60	0,73
	HEB220	719	6,44	3,6	6,44	6,44	6,44	0,42	0,78
	HEB180	513	4,47	1,3	4,47	2,235	2,235	0,37	0,36
	HEB180	561	4,83	1,5	4,83	4,83	4,83	0,42	0,75
	HEB200	572	7,61	4,4	7,61	3,805	3,805	0,49	0,45
	HEB200	615	10,39	8,1	10,39	5,50	5,50	0,85	0,75
	HEB200	576	12,04	10,9	6,02	6,02	6,02	0,46	0,80
HEB200	547	14,92	16,7	7,46	5,50	5,50	0,58	0,73	
3º nível	HEB180	420	4,52	1,3	4,52	4,52	4,52	0,31	0,52
	HEB180	458	5,08	1,6	5,08	5,08	5,08	0,36	0,66
	HEB240	517	8,46	7,3	8,46	8,46	8,46	0,32	0,66
	HEB180	436	3,15	0,6	3,15	1,575	1,575	0,28	0,28
	HEB180	436	6,69	2,8	6,69	3,345	3,345	0,44	0,40
	HEB200	500	11,16	9,4	5,58	5,58	5,58	0,38	0,63
	HEB260	1049	10,15	11,7	10,15	4,17	4,17	0,62	0,49
	HEB180	461	4,34	1,2	4,34	4,34	4,34	0,33	0,54
	HEB180	501	4,94	1,5	4,94	4,94	4,94	0,38	0,69
	HEB180	501	4,45	1,2	4,45	4,45	4,45	0,36	0,60

		Nsd [kN]	L [m]	Myd [kN.m]	L0,y [m]	L0,z [m]	L0,LT [m]	V.S (6.61)	V.S (6.62)
2º nível	HEB220	903	4,61	1,9	4,61	4,61	4,61	0,43	0,64
	HEB220	625	2,68	0,6	2,68	2,68	2,68	0,26	0,31
	HEB280	1022	7,15	6,5	7,15	4,61	4,61	0,37	0,42
	HEB280	1104	4,86	3,0	4,86	4,51	4,51	0,35	0,44
	HEB280	986	10,71	14,5	5,355	4,61	4,61	0,35	0,43
	HEB280	1028	12,80	20,7	6,4	5,77	5,77	0,40	0,55
	2HEB300	2139	22,32	143,0	11,16	15,32	15,32	0,62	0,61
	2HEB300	2143	22,02	139,2	11,01	15,02	15,02	0,61	0,59
	2HEB300	2287	15,20	66,3	15,20	9,20	9,20	0,80	0,40
	2HEB300	2412	15,20	66,3	15,20	9,20	9,20	0,84	0,42
	2HEB300	2243	15,20	66,3	15,20	9,20	9,20	0,79	0,40
	2HEB300	2430	22,27	142,3	11,135	18,77	18,77	0,68	0,83
	HEB280	1717	5,88	4,4	5,88	5,88	5,88	0,57	0,85
	HEB220	1519	3,14	0,9	3,14	1,57	1,57	0,65	0,65
	HEB220	1608	3,33	1,0	3,33	3,33	3,33	0,70	0,88
	HEB280	1679	6,68	5,6	6,68	3,34	3,34	0,58	0,58
	HEB280	2000	8,90	10,0	8,90	5,48	5,48	0,84	0,94
	HEB280	1761	10,80	14,8	5,4	5,4	5,4	0,60	0,83
HEB280	1624	13,58	23,3	6,79	5,48	5,48	0,63	0,80	

Anexo X

Custo unitário – Perfis tipo HEB

PERFIL HEB

HEB	Preço (€/kg)
100	1,400
120	1,400
140	1,400
160	1,400
180	1,400
200	1,420
220	1,420
240	1,430
260	1,430
280	1,430
300	1,430
320	1,430
340	1,540
360	1,540
400	1,540
450	1,570
500	1,570
550	1,570
600	1,570

Anexo XI

Custo unitário – Cofragem tradicional

			Preços de venda			
Item	Descrição	Un	Más	Normais	Boas	Óptimas
06	Cofragem					
06.01	Cofragem tradicional melhorada					
06.01.15	Fornecimento e aplicação de cofragem tradicional melhorada em lajes com 25cm de espessura, incluindo incluindo óleo descofrante, espaçadores em ou argamassa, descofragem, limpeza e arrumação de materiais.	m2	56,23 €	37,89 €	29,24 €	24,23 €

Anexo XII

Custo unitário – Aço para armaduras

			Preços de venda			
Item	Descrição	Un	Más	Normais	Boas	Óptimas
07.02	Armaduras A500nr					
07.01.12	Fornecimento e aplicação de armaduras em aço em varão da classe A500nr em lajes maciças, incluindo corte, dobragem e montagem.	Kg	3,41 €	2,70 €	2,32 €	2,11 €