



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Estação do Terreiro do Paço: Análise do Projeto e do Comportamento Observado

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Geotecnia

Autor

Rafael João Marques Carvalho do Espírito Santo

Orientador

Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

José Carlos Duarte Grazina

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, julho, 2014

*“É erro vulgar confundir o desejar com o querer.
O desejo mede os obstáculos, a vontade vence-os.”*
Alexandre Herculano
(1810-1877)

AGRADECIMENTOS

É minha intenção expressar os meus sentidos agradecimentos, face aos diversos contributos que facilitaram bastante todo este processo e que não poderiam deixar de ser assinalados.

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao Professor Doutor Jorge Almeida e Sousa, co-orientador científico e mentor da presente dissertação, não só pelo seu interesse e disponibilidade em ajudar e transmitir valiosos ensinamentos, mas também pela motivação e pelo entusiasmo contagiante com que aborda os assuntos da Geotecnia.

Seguidamente, agradeço ao Professor Doutor José Grazina, co-orientador científico da presente dissertação, pelas longas horas despendidas na revisão da mesma e pela constante disponibilidade dedicada à resolução dos problemas que naturalmente foram surgindo.

Não poderia deixar passar esta oportunidade sem agradecer igualmente ao Professor Doutor António Pedro que, não sendo orientador da dissertação, sempre se mostrou disponível para ajudar e cujos esclarecimentos prestados, sobretudo acerca da modelação numérica, se revestiram de enorme importância.

É ainda meu desejo deixar bem vincado o meu agradecimento a todos os colegas do perfil de Geotecnia, não só pelas discussões e esclarecimentos que facilitaram de sobremaneira todo este processo, mas também pelo alegre e descontraído ambiente de trabalho por eles proporcionado.

Agradeço ainda aos amigos que levo da faculdade para a vida, não só pelos conselhos transmitidos, mas também pelas palavras de incentivo e motivação e pelas numerosas horas de convívio e boa disposição passadas na sua companhia.

Agradeço, como não poderia deixar de ser, à Inês, por sempre ter estado presente, mesmo nos momentos mais difíceis, sendo capaz de escutar os meus desabafos e de me incentivar a ultrapassar os obstáculos que inevitavelmente foram surgindo no meu caminho.

Por fim, não poderia deixar de agradecer aos meus familiares, por terem representado aquele que foi, sem sombra de dúvida, o contributo mais importante. Aos meus pais, Ana Maria e Alcides, e aos meus irmãos, Rodrigo e Ricardo, um sincero obrigado pelo apoio incondicional.

RESUMO

A Estação de Metropolitano do Terreiro do Paço representa uma das maiores obras geotécnicas alguma vez levadas a cabo em Portugal. Trata-se de uma escavação escorada de profundidade e extensão bastante consideráveis, construída a céu aberto num maciço terroso com elevada deformabilidade e fracas propriedades resistentes. A sua localização, na proximidade do Rio Tejo e de edificado de inestimável valor patrimonial, aliada às características dos solos interessados, fazem dela um excelente *case study*, não só pela dificuldade que está associada a realizar escavações nestas condições, mas também pela impreterivelmente necessária minimização da magnitude dos assentamentos induzidos à superfície.

Deste modo, a primeira parte da presente dissertação é dedicada a uma detalhada descrição acerca dos principais condicionantes ao projeto e da solução adotada para a obra em estudo. Esta análise é acompanhada de uma extensa análise paramétrica em termos de tensões totais, levada a cabo no programa de elementos finitos *PLAXIS*, na qual se fazem variar aspetos como o pré-esforço aplicado, a rigidez da cortina de contenção, o seu encastramento no substrato e a espessura da laje de jet grouting usada como suporte provisório da escavação, de forma a avaliar a sua preponderância no comportamento da obra.

Seguidamente, apresentam-se e comentam-se os resultados da modelação, quer usando o modelo elástico perfeitamente plástico, disponível no referido *software* como *Mohr Coulomb Model*, quer usando modelos mais elaborados, nomeadamente o *Soft Soil Model* e o *Hardening Soil Model*, a fim de aferir acerca da sua adequabilidade para a modelação da obra em estudo.

Palavras-chave

Análise paramétrica; escavação escorada; estrutura de contenção flexível; *Hardening Soil Model*; modelação numérica; *Mohr Coulomb Model*; *PLAXIS*; *Soft Soil Model*

ABSTRACT

The *Terreiro do Paço* Metropolitan Station, is one of the major geotechnical works ever performed in Portugal. It consists of a cut-and-cover braced excavation, with considerable depth and length, executed in highly deformable grounds and low resistant properties. Its location, very close to Tagus river and to historic buildings, in addition to the difficult geotechnical scenery, turns it into an excellent case study, not only because of the difficulty of excavating in such conditions, but also because minimizing the induced settlements at the surface is one of the main concerns.

The main purpose of this work is to perform a detailed analysis to the project of the retaining structure and to its on-site observed behaviour, which is complemented by parametric numerical analysis using the finite element programme *PLAXIS*, in order to evaluate which are the most important factors to the global performance of the excavation.

Secondly, a new series of numerical simulations is carried out, using not only the elastic perfectly plastic model that, in the mentioned software, is named as *Mohr Coulomb Model*, but also more complex models, as the *Soft Soil Model* and the *Hardening Soil Model*. These approaches are important in order to evaluate the suitability of these advanced models for predicting the excavation behaviour.

Keywords:

Braced excavation; flexible retaining structure; *Hardening Soil Model*; *Mohr Coulomb Model*; numerical modelling; Parametric analysis; *PLAXIS*; *Soft Soil Model*

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	ii
RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
ÍNDICE.....	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE QUADROS	ix
SIMBOLOGIA E SIGLAS.....	x
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. O Metropolitano de Lisboa	2
1.2. A Estação Terreiro do Paço	3
1.3. Objectivos da dissertação.....	5
1.4. Organização da dissertação.....	6
2. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO PROJECTADA	7
2.1. Enquadramento geológico-geotécnico.....	7
2.2. Outras condicionantes ao projeto.....	9
2.3. Solução projectada.....	11
2.3.1. Cortina de contenção	14
2.3.2. Travamento da cortina de contenção	15
2.3.3. Laje de jet-grouting	20
2.3.4. Emboquilhamentos tratados por jet-grouting	22
2.3.5. Laje de fundo	23
2.3.6. Jet-grouting no tardo da cortina	24
3. MODELAÇÃO NUMÉRICA	26
3.1. Considerações iniciais.....	26
3.2. Modelo numérico	26
3.3. Análises em termos de tensões totais.....	28
3.3.1. Modelo de Mohr Coulomb	29
3.3.2. Parâmetros admitidos	30
3.3.2.1. Solos.....	30
3.3.2.2. Elementos estruturais	32
3.4. Análises em termos de tensões efectivas	33
3.4.1. Soft Soil Model.....	34
3.4.2. Hardening Soil Model	36
3.4.3. Parâmetros admitidos	38

3.4.3.1.	Aluviões – Soft Soil Model.....	38
3.4.3.2.	Substrato miocénico – Hadening Soil Model.....	41
4.	RESULTADOS OBTIDOS	45
4.1.	Análise paramétrica em tensões totais	45
4.1.1.	Variação do nível de pré-esforço aplicado	45
4.1.2.	Variação da espessura da cortina de contenção periférica	49
4.1.3.	Variação da profundidade do encastramento da cortina de contenção.....	50
4.1.4.	Variação da espessura da laje de jet-grouting	51
4.1.5.	Análise do efeito conjunto da variação e do pré-esforço aplicado e da presença ou ausência da laje de jet-grouting	54
4.1.6.	Comparação de resultados	56
4.2.	Comparação dos resultados da modelação numérica com a observação em obra	56
4.2.1.	Deslocamentos na cortina.....	57
4.2.2.	Assentamentos à superfície	58
4.2.3.	Esforços nas escoras	59
4.2.4.	Envolvente de deslocamentos da cortina.....	62
5.	CONCLUSÕES.....	63
5.1.	Propostas de desenvolvimento de trabalhos futuros	64
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1– Mapa actual da rede do Metropolitano de Lisboa.....	2
Figura 1.2 – Localização do novo troço num pormenor do actual diagrama da rede	4
Figura 1.3 – Perspectiva da zona envolvente da estação.....	5
Figura 2.1– Perfil geotécnico da envolvente da estação, segundo a contenção norte e segundo a contenção sul	7
Figura 2.2 – Esquema da execução do jet-grouting em torno do túnel pré-existente, para impermeabilização dos emboquilhamentos.....	10
Figura 2.3– Corte longitudinal representando a zona do túnel reforçada com enchimento de betão leve e o respectivo faseamento.....	11
Figura 2.4 – Perfil transversal tipo da escavação na zona larga	12
Figura 2.5 – Principais etapas do faseamento construtivo considerado	13
Figura 2.6– Planta da cortina de contenção da Estação Terreiro do Paço.....	14
Figura 2.7– Corte em planta da cortina de contenção periférica	15
Figura 2.8– Disposição dos pares de escoras em planta.....	16
Figura 2.9 – Sistema de escoramento	17
Figura 2.10 – Dimensões das escoras metálicas usadas	17
Figura 2.11 – Pormenor das chapas metálicas e dos macacos hidráulicos usados na aplicação do pré-esforço das escoras metálicas.....	19
Figura 2.12– Aplicação da técnica de jet grouting para execução de pilares e em de lajes	20
Figura 2.13– Disposição dos jactos nas técnicas de jacto simples, duplo e triplo	21
Figura 2.14– Vista em planta da laje-escora de jet-grouting ao nível do equador do túnel	22
Figura 2.15 – Vista em planta dos emboquilhamentos poente e nascente	23
Figura 2.16 – Vista em corte dos emboquilhamentos poente e nascente	23
Figura 2.17 – Localização dos incidentes ocorridos.....	24
Figura 2.18 – Pormenor de duas estacas desalinhasdas	24
Figura 2.19 – Tratamento por injeções no tardo da cortina	25
Figura 3.1 – Representação dos pontos considerados no cálculo de cada elemento da malha	27
Figura 3.2 – Malha de elementos finitos utilizada nas análises em termos de tensões totais e em tensões efectivas.....	28
Figura 3.3 – Modelo elástico perfeitamente plástico.....	29
Figura 3.4– Diferença entre a consideração de parâmetros de resistência drenados e não drenados.....	30
Figura 3.5- Relação hiperbólica tensão deformação	35

Figura 3.6– Superfícies de rotura e cedência do Soft Soil Model	36
Figura 3.7 - Relação hiperbólica tensão deformação	36
Figura 3.8 - Relação hiperbólica tensão deformação	38
Figura 3.9 – Comparação da modelação de ensaios triaxiais CIU usando os modelos Soft Soil e Mohr Coulomb	40
Figura 3.10 – Proposta de variação do grau de sobreconsolidação em profundidade, para os solos aluvionares da Quinta da Forja	41
Figura 3.11– Resultados da modelação de um dos ensaios triaxiais levados em conta	44
Figura 4.1 – Deslocamentos horizontais da cortina para diferentes níveis de pré-esforço	46
Figura 4.2– Assentamentos à superfície em função do nível de pré-esforço aplicado.....	47
Figura 4.3 – Diagramas de esforço transverso e momento fletor mobilizados na cortina em função do nível de pré-esforço aplicado.....	48
Figura 4.4 – Diagrama de pressões aplicadas na cortina de contenção em função do nível de pré-esforço aplicado.....	48
Figura 4.5 – Deslocamentos horizontais da cortina em função variação da sua espessura	49
Figura 4.6 – Assentamentos à superfície em função da espessura da cortina de contenção.....	50
Figura 4.7 – Esforços mobilizados na cortina em função da sua espessura	50
Figura 4.8 – Deslocamentos horizontais da cortina, em função da profundidade do encastramento.....	51
Figura 4.9 – Deslocamentos horizontais da cortina, em função da espessura da laje de jet-grouting	52
Figura 4.10 – Assentamentos à superfície, em função da espessura da laje de jet- grouting.....	53
Figura 4.11 – Esforços mobilizados na cortina, em função da espessura da laje de jet- grouting.....	53
Figura 4.12 – Deslocamentos horizontais da cortina de contenção periférica	54
Figura 4.13 – Comparação das previsões numéricas para o deslocamento da cortina com a observação em obra	58
Figura 4.14 – Comparação da previsão numérica dos assentamentos à superfície com a observação em obra	59
Figura 4.15 – Comparação das previsões numéricas para a evolução das forças aplicadas nos diversos níveis de escoras com os resultados da observação em obra.....	60
Figura 4.16 – Diagramas de pressões aparentes em cada nível de escoras	61
Figura 4.17 – Envolvente de deslocamentos da cortina, de acordo com o <i>Hardening Soil Model</i>	62

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 - Listagem das maiores redes de metropolitano, em função do seu comprimento..	1
Quadro 2.1 – Faseamento construtivo da obra	12
Quadro 2.2– Dimensões e pré-esforço dos diversos níveis de escoras	18
Quadro 3.1 – Características das malhas de elementos finitos utilizadas	28
Quadro 3.2 – Parâmetros modeladores do comportamento dos solos aluvionares e do substrato miocénico	31
Quadro 3.3 – Parâmetros modeladores do comportamento do betão leve	32
Quadro 3.4 – Parâmetros modeladores do comportamento da laje de jet-grouting	32
Quadro 3.5– Parâmetros modeladores do comportamento dos elementos tipo <i>plate</i>	33
Quadro 3.6 – Parâmetros modeladores do comportamento dos elementos tipo <i>fixed-end-anchor</i>	33
Quadro 3.7 – Parâmetros modeladores do comportamento do solo, de acordo com o SSM ...	34
Quadro 3.8 – Parâmetros modeladores do comportamento do solo, de acordo com o HSM...	37
Quadro 3.9– Parâmetros a utilizar na modelação numérica do comportamento do substrato miocénico	39
Quadro 3.10 – Parametrização das <i>Argilas do Forno do Tijolo</i>	42
Quadro 3.11 – Ajuste dos parâmetros do <i>Hardening Soil Model</i> para a modelação do substrato miocénico	42
Quadro 3.12- Parâmetros usados na modelação do comportamento dos solos do substrato miocénico, com os distintos módulos de deformabilidade corrigidos	43
Quadro 4.1 – Deslocamento horizontal relativo, para diferentes níveis de pré-esforço aplicado, em função de se considerar ou desprezar o efeito da laje de jet-grouting	56

SIMBOLOGIA E SIGLAS

Simbologia

c'	Coesão efectiva	K_0^{NC}	Coefficiente de impulso em repouso no estado normalmente consolidado
c_u	Coesão em tensões totais	K_0^{TT}	Coefficiente de impulso em repouso em tensões totais
e	Índice de vazios	M	Gradiente da linha de estado crítico
p	Tensão normal média	m	Potência da relação de dependência entre os diversos módulos de deformabilidade e o nível de tensão verificado, para o Hardening Soil Model
p^{ref}	Tensão de referência	γ	Peso volúmico
q_F	Tensão deviatória máxima	ϵ_v	Extensão volumétrica
R_f	Coefficiente de rotura	λ^*	Índice de compressibilidade modificado
C_C	Coefficiente de compressibilidade	λ	Índice de compressibilidade
C_R	Coefficiente de recompressibilidade	ν	Coefficiente de Poisson
E_{50}^{ref}	Módulo de deformabilidade secante de referência correspondente a 50% da tensão deviatória de rotura num ensaio triaxial drenado	ν_{UR}	Coefficiente de Poisson para a descarga/carga
E_{oed}^{ref}	Módulo de deformabilidade edométrico de referência em primeira carga para determinada tensão de referência	κ^*	Índice de recompressibilidade modificado
E_U	Módulo de deformabilidade para carregamento não drenado	κ	Índice de recompressibilidade
E_{UR}^{ref}	Módulo de deformabilidade de referência para ciclos de descarga/carga	φ	Ângulo de resistência ao corte
e	Índice de vazios	ψ	Ângulo de dilatação

Siglas

CIU	Ensaio triaxial de compressão isotrópica não drenado	PE	Pré-esforço
CK ₀ U	Ensaio triaxial de compressão anisotrópica não drenado	HSM	<i>Hardening Soil Model</i>
OCR	Grau de sobreconcolidação	SSM	<i>Soft Soil Model</i>
		MCM	<i>Mohr Coulomb Model</i>

1. INTRODUÇÃO

O exponencial aumento populacional experimentado, nas últimas décadas, pelas grandes cidades levou ao desenvolvimento de meios de transporte adequados e capazes de lidar com as cada vez mais exigentes necessidades daquelas populações. É neste contexto que surgem as redes de metropolitano, que, na ausência de espaço disponível à superfície, se vêm obrigadas a ocupar o subsolo dos grandes centros urbanos, independentemente do cenário geotécnico existente.

É neste contexto que surgem as redes de metropolitano, oferecendo uma alternativa de transporte público caracterizada pela sua grande capacidade, aliada a elevadas frequência, fiabilidade e rapidez.

Desde a viagem inaugural, decorrida entre Paddington e Farringdon (Londres), a 9 de Janeiro de 1863 (www.economist.com), tem-se assistindo a um franco desenvolvimento deste meio de transporte um pouco por todo o mundo, apresentando-se, no Quadro 1.1, a título de curiosidade, a lista das redes de metropolitano que mais se destacam pela sua dimensão.

Quadro 1.1 - Listagem das maiores redes de metropolitano, em função do seu comprimento
(adaptado de www.metrobits.org)

Raking	Cidade (ano de inauguração)	Comprimento da rede (km)	Utilizadores diários (milhões)
1	Shanghai, China (1995)	533,0	6,240
2	Pequim, China (1969)	442,0	6,740
3	Londres, Inglaterra (1863)	402,0	3,210
4	Nova Iorque, EUA (1904)	368,0	4,530
5	Seul, Coreia do Sul (1974)	326,5	6,900
6	Moscovo, Rússia (1935)	325,5	6,550
7	Tóquio, Japão (1927)	304,5	8,500
8	Madrid, Espanha (1919)	286,3	1,740
9	Cantão, China (1999)	256,2	5,000
10	Paris, França (1900)	219,9	4,180
74	Lisboa, Portugal (1959)	43,2	0,501

1.1. O Metropolitano de Lisboa

O Metropolitano de Lisboa foi pela primeira vez idealizado em 1888, ano em que o engenheiro Henrique de Lima e Cunha publicou na revista “Obras Públicas e Minas” o primeiro projeto de uma rede de ferrovias subterrâneas em Lisboa. Contudo, só após o término da Segunda Guerra Mundial (1939-45) se tentou levar a cabo esta intenção, aproveitando as melhorias verificadas na economia e fazendo uso de alguns fundos disponibilizados no seguimento do Plano Marshall (Amaral, 2006).

A 16 de Janeiro de 1948 é constituída a Sociedade Metropolitano de Lisboa e, a 7 de Agosto de 1955, dá-se início aos trabalhos de construção daquela que viria a ser a rede de metropolitano. Por sua vez, a 29 de Dezembro de 1959, são inaugurados os 6,5 km de tuneis e 11 estações (integrados, nos dias que correm, nas linhas azul e amarela) que compunham aquela que era a primeira configuração da rede de metropolitano que servia a capital portuguesa (metrolisboa.pt).

As décadas que se seguiram foram marcadas pela expansão da rede, que é atualmente constituída por quatro linhas dispostas ao longo de 43,2 km de tuneis e por um conjunto de 55 estações, dispostas da forma indicada no mapa que se segue (Figura 1.1).



Figura 1.1– Mapa atual da rede do Metropolitano de Lisboa (www.metrolisboa.pt)

Estão ainda previstas novas obras de expansão que adicionarão cerca de 26,2 km à rede existente e possibilitarão a ligação entre as seguintes estações (metrolisboa.pt):

- i) Prolongamento da linha Azul
 - Colégio Militar/Luz – Uruguai – Benfica (2 estações; 1,5 km)
 - Terreiro do Paço – Alfândega – Santa Apolónia (1 estação)
- ii) Prolongamento da linha Verde
 - Rato – São Bento – Santos – Cais do Sodré (2 estações; 1,7 km)
 - Roma – Madrid – Areeiro (1 estação)
- iii) Prolongamento da linha Amarela
 - Odivelas – Codivel – Stº Antº dos Cavaleiros – Torres da Bela Vista – Loures – Infantado (5 estações; 5,8 km)
 - Odivelas- Odivelas Centro – Ramada – Bons Dias (3 estações; 2,6 km)
- iv) Prolongamento da linha Vermelha
 - Reboleira – Atalaia – Amadora Centro – Hospital (3 estações; 2,5 km)
 - Aeroporto – Fernando Namora – Senhora da Luz- Padre Cruz – Pontinha (3 estações; 5,9 km)
 - S. Sebastião – Campolide – Amoreiras – Campo de Ourique – Prazeres – Alvito (5 estações; 3,9 km)
 - Campo de Ourique – Estrela – Lapa – Infante Santo – Alcântara (4 estações; 2,3 km)

1.2. A Estação Terreiro do Paço

O projeto de expansão da Linha Azul (ou da Gaivota) do Metropolitano de Lisboa data de 1996 (Salgado, 2014) e contempla um troço com cerca de 2,2 km de túnel, bem como duas estações (Terreiro do Paço e Santa Apolónia), que ligariam a rede existente à zona marginal da cidade, conferindo à referida linha um total de dezassete estações.

Apesar de os trabalhos de construção da estação Terreiro do Paço se terem iniciado em 2000, apenas sete anos mais tarde, a 19 de Dezembro de 2007, se inicia a exploração do supramencionado troço, devido a variados contratemplos ocorridos durante a execução da empreitada, aos quais se fará referência mais adiante (www.metrolisboa.pt).



Figura 1.2 – Localização do novo trecho num pormenor do atual diagrama da rede (adaptado de www.metrolisboa.pt)

A reduzida extensão deste trecho contrasta com a elevada importância que o reveste, uma vez que potencia fortemente a intermodalidade de meios de transporte, oferecendo aos 25 mil passageiros que ali acorrem diariamente a possibilidade de usufruir dos diversos comboios com paragem na Estação Ferroviária de Lisboa-Santa Apolónia, para além do serviço de ferry que parte da estação fluvial junto ao Terreiro do Paço (Transtejo e Soflusa).

Situada entre as estações Baixa-Chiado e Santa Apolónia a estação Terreiro do Paço localiza-se na zona histórica de Lisboa, no Cais da Alfândega, junto ao Terreiro do Paço, na margem Norte do Rio Tejo, no coração da Baixa Pombalina, nascida na sequência do forte terramoto que assolou a capital portuguesa a 1 de Novembro de 1755.

Tal como se pode observar na Figura 1.3 a estação em estudo desenvolve-se paredes meias com o Torreão do edifício do Ministério das Finanças (Norte) e com a Estação Fluvial (Sul), dos quais dista apenas 36 e 13 metros, respetivamente. Importa ainda referir a sua proximidade ao Cais das Colunas (Oeste) e à Doca da Marina (Este).



Figura 1.3 – Perspetiva da zona envolvente da estação (cortesia do professor Jorge Almeida e Sousa – DEC/FCTUC)

Os referidos edifícios vizinhos revestem-se de um excepcional interesse histórico e patrimonial, daí que, como se verá mais adiante, o controlo dos assentamentos devidos à escavação tenha sido um dos aspetos que mais condicionou a solução adotada para a estação. É de notar que particular atenção foi dada ao facto de a cortina de contenção periférica distar apenas 13 e 36 metros da Estação Fluvial e ao Torreão do Ministério das Finanças, respetivamente.

1.3. Objetivos da dissertação

É no contexto do anteriormente exposto que se introduz o presente trabalho, contemplando dois objetivos principais:

- i) Análise ao projeto da Estação Terreiro do Paço
- ii) Modelação numérica da estação, utilizando modelos constitutivos avançados e comparando os resultados obtidos com o comportamento observado em obra

O primeiro objetivo tem por base a descrição dos vários aspetos da solução preconizada no projeto de execução e pode subdividir-se em duas etapas distintas:

- uma primeira, em que se recorre a bibliografia diversa, na tentativa de justificar as opções do projeto que se creem mais importantes para o comportamento da obra;

- uma segunda, em que se pretende complementar a descrição feita com um estudo paramétrico, no sentido de aferir o peso relativo dos principais aspetos da solução adotada para a obra.

Por sua vez, o segundo objetivo consiste em efetuar diversos cálculos numéricos recorrendo a modelos constitutivos complexos, a fim de comparar os resultados deles obtidos com os referentes a modelos mais simples e com a observação registada em obra, de forma a avaliar a sua adequabilidade na modelação da estação.

1.4. Organização da dissertação

A dissertação que aqui se desenvolve apresenta quatro capítulos adicionais, que abordarão diferentes aspetos relacionados com a Estação Terreiro do Paço:

No *Capítulo 2* é feita uma descrição geral da solução adotada para a estrutura de contenção e do faseamento dos trabalhos em obra. Numa primeira fase são apresentados os principais fatores que condicionaram a decisão da equipa de projetistas e a solução adotada é abordada como um todo. De seguida, aquela descrição geral da solução projetada dá lugar a uma análise individual e detalhada de cada um dos aspetos mais importantes do projeto de execução.

O *Capítulo 3* tem por objetivo descrever a forma como a modelação numérica foi efetuada, assim como apresentar e justificar algumas das aproximações efetuadas. É ainda no âmbito do terceiro capítulo que são descritos os modelos constitutivos utilizados na execução dos cálculos numéricos. Particular importância é dada à definição dos parâmetros de *input* de cada material e elemento empregues na modelação.

Por sua vez, o *Capítulo 4* é focado na apresentação dos resultados dos diversos cálculos numéricos. Algumas análises comparativas são efetuadas entre aqueles e os registos da observação em obra, para além de tecidos alguns comentários que se creem pertinentes.

Finalmente, o *Capítulo 5* é dedicado à apresentação das principais conclusões que se podem retirar na sequência do estudo efetuado. São ainda listadas algumas propostas de desenvolvimento de trabalho futuro, que se acredita constituírem temas interessantes, dentro do âmbito da presente dissertação.

2. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO PROJECTADA

2.1. Enquadramento geológico-geotécnico

A geotecnia da envolvente da obra tem características muito peculiares que, aliadas ao enquadramento em que a estação Terreiro do Paço se insere, aumentam a complexidade da sua construção.

Fruto da necessidade de conquistar terreno ao rio Tejo, a zona ribeirinha de Lisboa, nomeadamente o Terreiro do Paço, foi fundada sobre aterros de material diverso antes e após o devastador terramoto de 1755. O cenário geológico-geotécnico da zona em estudo apresenta uma heterogeneidade bastante vincada, tal como se pode comprovar da análise dos perfis apresentados na Figura 2.1.

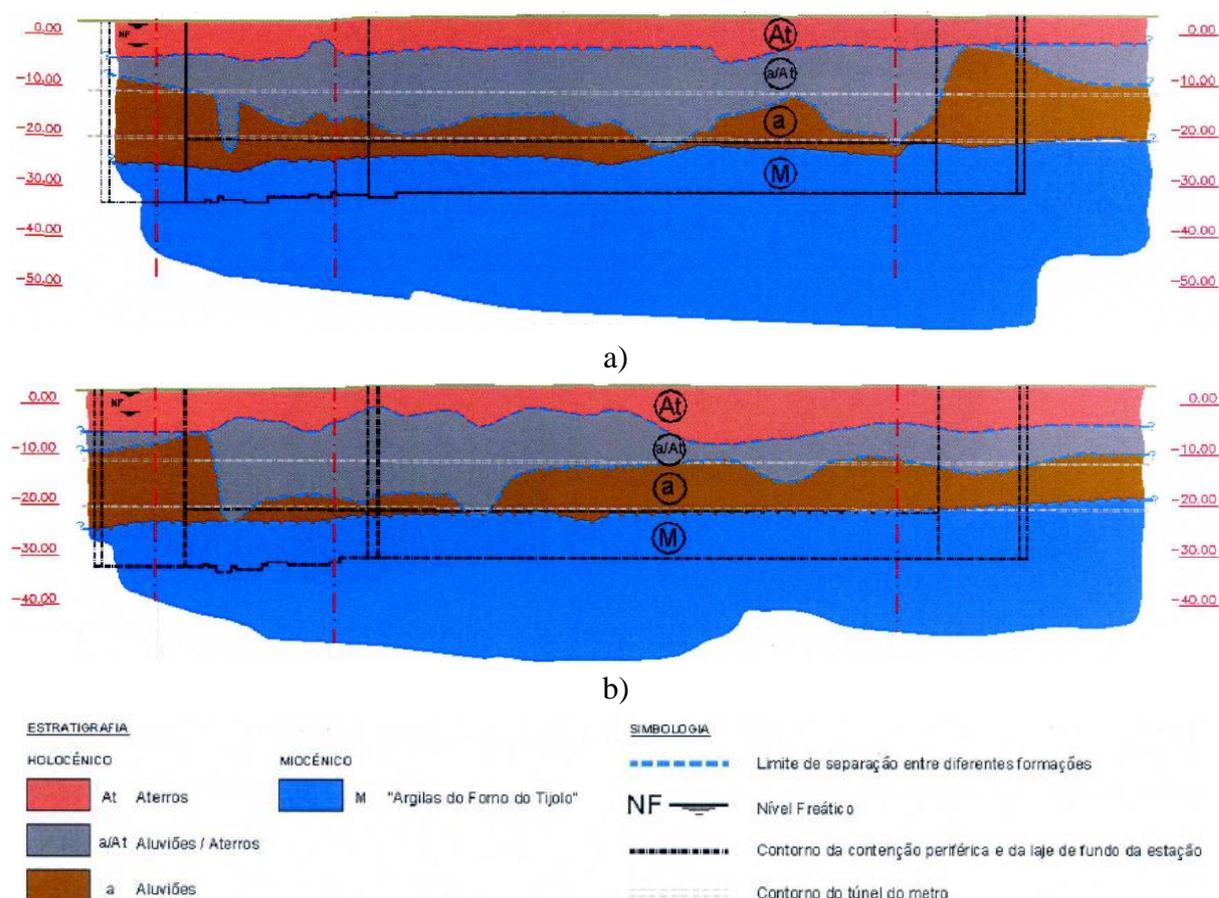


Figura 2.1– Perfil geotécnico da envolvente da estação, segundo a contenção norte (a) e segundo a contenção sul (b) (adaptado de Cruz, 2006)

Ainda assim, de forma bastante simplificada, e de acordo com Cruz (2006), pode ser dividido em quatro camadas principais, seguidamente listadas, partindo da superfície até às zonas mais profundas:

Aterros diversificados

O perfil geotécnico local apresenta, à superfície, uma camada de depósitos bastante heterogéneos de idades variadas, ali colocados ao longo da história da cidade, como forma de ganhar terreno ao Rio Tejo. Estes depósitos são constituídos não só por solos areno-argilosos soltos a medianamente compactos, mas também por fragmentos de rocha, vestígios de paredes de alvenaria e pedaços de madeira, muitos deles resultantes do desabamento de diversos edifícios aquando do referido sismo. A sua espessura é variável e oscila entre os 5 e 9 metros.

Zona de interpenetração aterros/aluviões

Passada a camada inicial de aterros, surge uma zona de características bastante variáveis, formada pela mistura de material aluvionar com o material aterrado, o que denota a existência de uma zona de interpenetração entre as duas camadas, fruto da ação sísmica que levou ao afundamento da base dos aterros superficiais. A espessura desta camada pode oscilar entre os 4,5 e os 18 metros, apresentando maior espessura próximo do topo poente da área da escavação. O seu teor em água é próximo do limite de liquidez.

Aluviões

Esta camada data do período Holocénico e apresenta espessura variável entre os 3.5 e os 20.5 metros, sendo constituída essencialmente por aluviões argilo-lodosas e lodo-arenosas, verificando-se, também, recorrentes intercalações lenticulares de areias lodosas de granulometria variável, sobretudo na zona nascente da estação, sensivelmente após os 21 metros de profundidade. Importa ainda referir que se verifica a existência de uma fina camada de areias finas a grossas com reduzida quantidade de finos.

Substrato miocénico

Depois da camada de material de natureza aluvionar surge o substrato miocénico, constituído essencialmente por argilas siltosas de cor acinzentada, conhecidas por “Argilas do Forno do Tijolo”. Estas argilas consolidadas de elevada resistência são cortadas por uma camada de areias finas, constituindo um aquífero confinado. Fazem ainda parte da formação miocénica outras composições, nomeadamente os “Calcários de Entrecampos”, as “Areolas da Estefânia” e as “Areias da Quinta do Bacalhau” (Salgado, 2014).

Resumidamente, pode-se afirmar que construção da estação se realiza num terreno com fracas propriedades resistentes até uma profundidade superior à da escavação, o que, aliado à posição do nível freático, bastante próximo da superfície, a sensivelmente 3,5 metros de

profundidade (variável em função das marés), terá por consequência a geração de elevados impulsos a atuar na estrutura de contenção periférica.

2.2. Outras condicionantes ao projeto

Para além das difíceis características do maciço terroso interessado na escavação em estudo, convém mencionar outras condicionantes que são dignas de destaque.

Edificado existente na envolvente da estação

A primeira é a já referida existência de edifícios históricos e bastante sensíveis que é importante preservar, pelo que, dado o seu valor patrimonial e a sua vulnerabilidade a pequenos assentamentos, a cortina de contenção periférica deverá reduzir ao mínimo a magnitude dos assentamentos à superfície.

Incidente de 9 de Junho de 2000

Um fator que veio agravar decisivamente a situação foi o incidente ocorrido na fase inicial dos trabalhos para a construção da estação, que veio inclusivamente a ditar a sua interrupção, a 9 de Junho de 2000, sensivelmente três meses após o início dos mesmos. A descrição que se segue tem por base o enunciado em Salgado (2014).

Tal como se abordará mais adiante, a impermeabilização dos topos da estação foi alcançada criando um rolhão de jet-grouting entre o túnel já construído e o prolongamento das cortinas de contenção, de acordo com o indicado na Figura 2.2.

De acordo com a mesma figura a execução dos trabalhos de jet-grouting dividiu-se em duas fases distintas: uma primeira efetuada a partir do interior do túnel, previamente executado com recurso a tuneladora, e uma segunda, efetuada a partir da superfície do terreno.

Estava prevista, para a primeira fase, a execução de 243 estacas com cerca de 152mm de diâmetro. Contudo, aquando da execução da 13ª estaca, na aduela 347 (Figura 2.3), verificou-se a entrada de água e solo arenoso, com um caudal estimado de 350 l/s, em consequência de um fenómeno de liquefação estática (tensões neutras nos poros temporariamente superiores à tensão efetiva vertical), o que levou a que o túnel visse a sua estrutura fortemente danificada.

Procedeu-se, de imediato, ao enchimento do túnel com água, como forma de minimizar o caudal de água e solo afluente ao túnel. Paralelamente a estes trabalhos foram efetuadas diversas análises de estabilidade que confirmaram a segurança provisória do local, sem risco para a integridade do torreão do edifício do ministério das finanças.

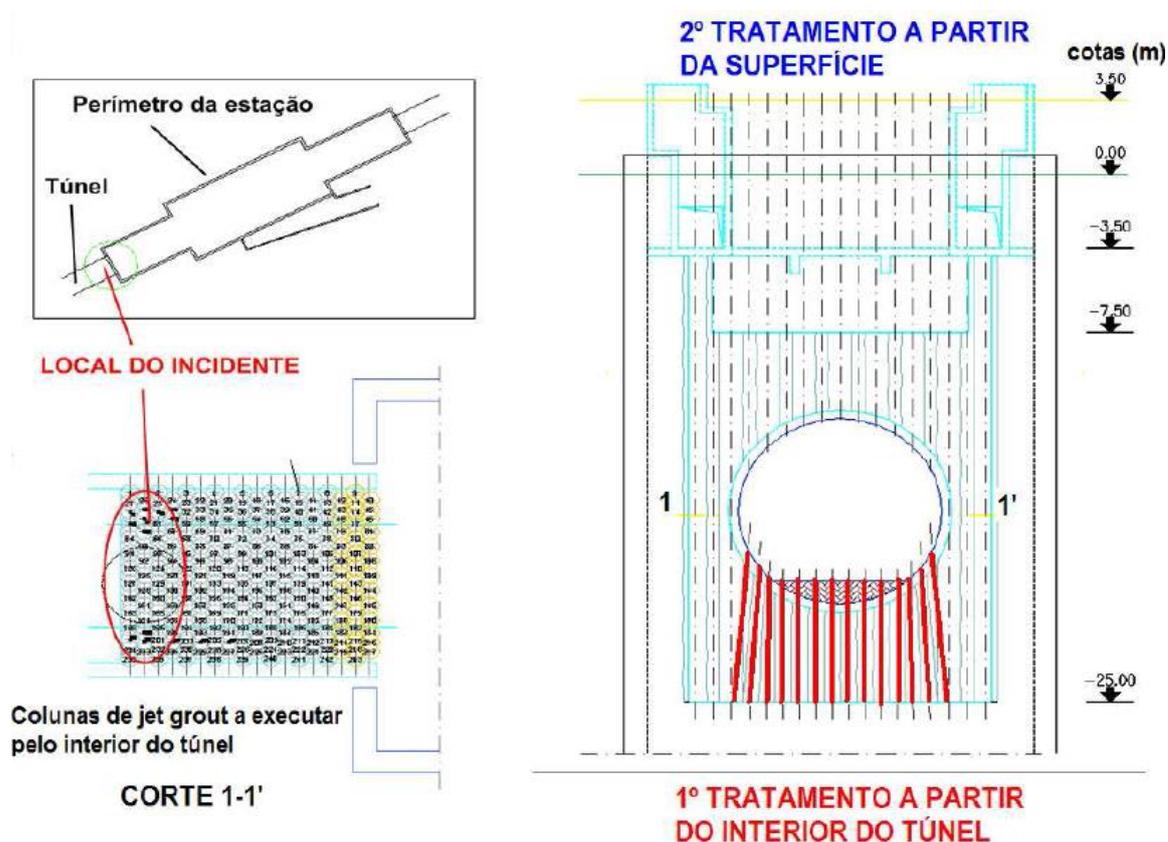


Figura 2.2 – Esquema da execução do jet-grouting em torno do túnel pré-existente, para impermeabilização dos emboquilhamentos (Salgado, 2014)

Três alternativas foram estudadas com o intuito de reforçar a zona afetada: congelamento de solos, fusão de solos, enchimento do túnel com betão leve. A primeira requeria equipamento e pessoal especializado e que o congelamento se mantivesse por tempo indeterminado, pelo que foi posta de parte. Por sua vez, a hipótese que passava pela fusão dos solos (por vitrificação) foi igualmente descartada, uma vez que estes adquiririam demasiada rigidez, o que se traduziria numa enorme dificuldade em escavá-los, durante a construção da estação, para além de ser uma solução que acarretaria custos demasiado elevados.

Deste modo, a escolha recaiu sobre o betão leve, por reunir diversas vantagens relativamente às restantes alternativas, nomeadamente por ter menos custos associados, e por ser tecnicamente menos exigente.

Por outro lado, o betão utilizado apresenta diversas características que merecem ser destacadas: peso reduzido (reduzir assentamentos na fraca fundação do túnel), bom espalhamento (minimizar o número de furos necessários para encher completamente o túnel)

e resistência ao corte moderada (não tornar sua escavação excessivamente difícil). Assim, procedeu-se ao reforço do túnel por intermédio de enchimento faseado com betão leve, ao longo de um total de 95 metros, conforme indicado na Figura 2.3.

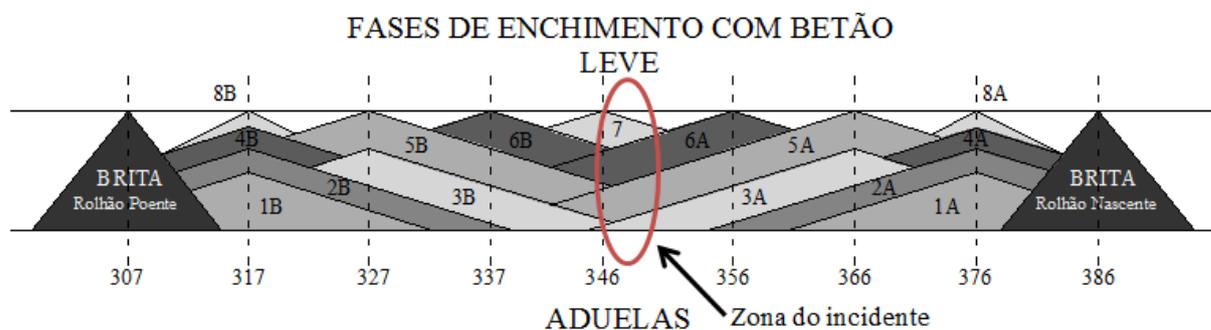


Figura 2.3– Corte longitudinal representando a zona do túnel reforçada com enchimento de betão leve e o respetivo faseamento (adaptado de Salgado, 2014)

2.3. Solução projetada

Tendo em conta as condicionantes ao projeto, nomeadamente a proximidade a edifícios históricos, as fracas propriedades mecânicas do maciço e o incidente ocorrido a 9 de Junho de 2000 que ditou o preenchimento do túnel com betão leve, a equipa de projetistas optou por uma estrutura de contenção, cujo perfil tipo se apresenta na Figura 2.4, sendo composta por:

- i) Cortina de estacas moldadas de betão armado (secundárias) e de bentonite-cimento (principais) secantes entre si, com 1,5 m de diâmetro, encastradas com uma ficha de 8 metros no substrato miocénico;
- ii) Parede de forro em betão armado, com cerca de 0,8 m de espessura mínima, funcionando como revestimento interior da cortina de estacas;
- iii) Cinco níveis de escoras pré-esforçadas, espaçadas de 3,5 metros
- iv) Laje de jet-grouting alinhada com o equador do túnel, com 3,0 metros de espessura
- v) Laje de fundo em betão armado com 1,70 m de espessura
- vi) Emboquilhamentos tratados com recurso à técnica de *jet-grouting*

É pertinente fazer referência ao facto de se terem cumprido as oito regras enunciadas por Matos Fernandes (2010) por forma a controlar as deformações induzidas por escavações profundas suportadas por estruturas de suporte flexíveis, a saber:

- i) Cortina de suporte rígida
- ii) Instalação precoce do primeiro nível de apoio
- iii) Ligações entre escoras e cortina bem executadas
- iv) Cortina impermeável

- v) Execução de suporte da cortina anterior à escavação, por intermédio de tratamento do solo
- vi) Cortina encastrada no *bedrock*
- vii) Escoras pré-esforçadas
- viii) Mínimo de sobreescavação em cada fase

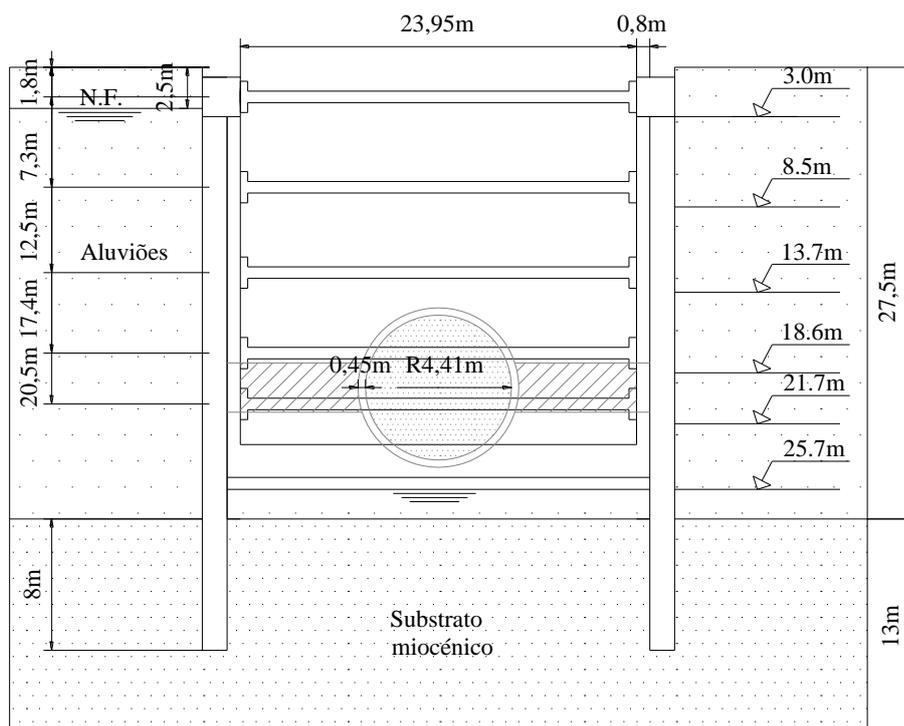


Figura 2.4 – Perfil transversal tipo da escavação na zona larga

A execução dos trabalhos foi dividida em diversas fases, de duração variável, de acordo com o indicado no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Faseamento construtivo da obra (adaptado de Cruz, 2006)

	Fase	Duração (dias)
1	Execução do revestimento do túnel	-
2	Escavação do interior do túnel	-
3	Enchimento do túnel com betão leve	-
4	Execução da cortina de estacas secantes	203
5	Execução da laje de jet-grouting	154
6	Escavação até à cota +0.5 metros	81
7	Execução da viga de coroamento	80

Quadro 2.1 – Faseamento construtivo da obra (adaptado de Cruz, 2006) (continuação)

8	Colocação e pré-esforço do 1º nível de escoras	37
9	Escavação até à cota -5.0 metros	58
10	Execução da parede de forro até à cota -5.0 metros	76
11	Colocação e pré-esforço do 2º nível de escoras	33
12	Escavação até à cota -10.2 metros	39
13	Execução da parede de forro até à cota -10.2 metros	63
14	Colocação e pré-esforço do 3º nível de escoras	40
15	Escavação até à cota -15.1 metros	58
16	Execução da parede de forro até à cota -15.1 metros	76
17	Colocação e pré-esforço do 4º nível de escoras	40
18	Escavação até à cota -18.2 metros	125
19	Execução da parede de forro até à cota -18.2 metros	108
20	Colocação e pré-esforço do 5º nível de escoras	43
21	Escavação até à cota -22.2 metros	167
22	Execução da parede de forro até à cota -24.97 metros	155
	Execução da laje de fundo	

De forma a elucidar o anteriormente exposto, apresentam-se, de seguida, esquemas que melhor representam a evolução dos trabalhos, e o consequente faseamento da modelação numérica (Figura 2.5). É pertinente ressaltar que apenas são apresentadas as principais etapas, de forma a não tornar esta descrição demasiado extensa.

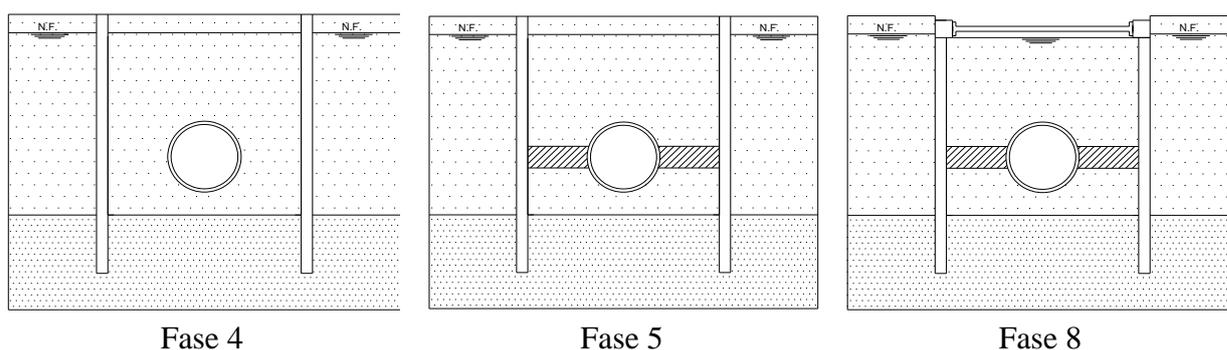


Figura 2.5 – Principais etapas do faseamento construtivo considerado

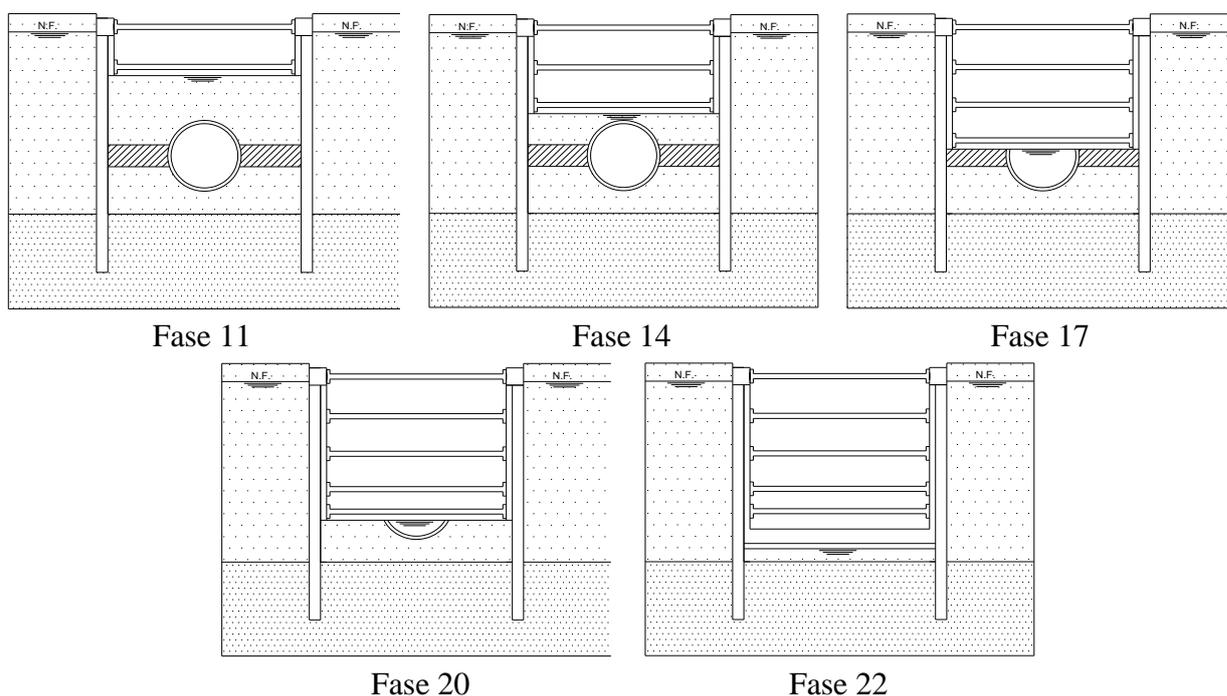


Figura 2.5 – Principais etapas do faseamento construtivo considerado (continuação)

2.3.1. Cortina de contenção

Construída em terrenos com fracas propriedades mecânicas, a Estação Terreiro do Paço apresenta um comprimento total de 141 metros, ao longo do túnel previamente escavado. Conforme se pode verificar no esquema apresentado de seguida (Figura 2.6), a estrutura de contenção da estação forma um caixão de betão armado que envolve o túnel, com 15,85 e 23,95 metros de largura nas zonas estreita e larga, respetivamente.

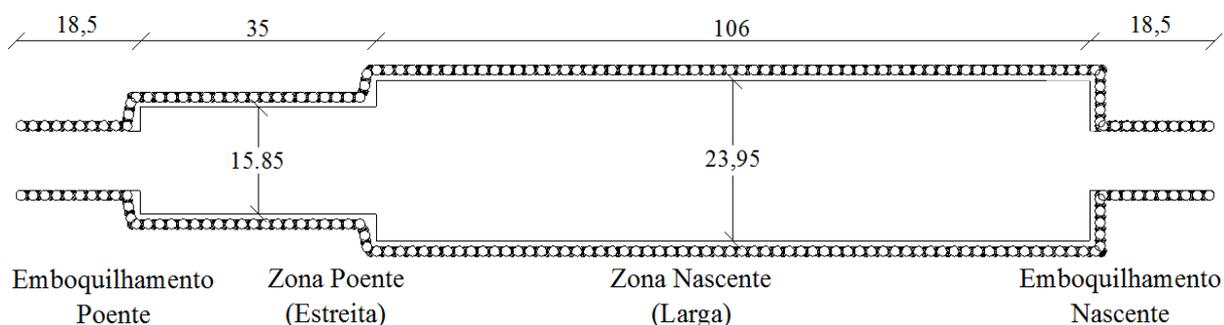


Figura 2.6– Planta da cortina de contenção da Estação Terreiro do Paço (adaptado de Cruz, 2006)

A opção pelas cortinas de estacas moldadas, em detrimento de estacas cravadas, deve-se à maior facilidade com que a furação para a construção destas ultrapassa os diversos obstáculos existentes no solo. Por outro lado, esta solução confere maior estabilidade aos furos (antes da sua betonagem), quando comparada, a título de exemplo, com uma solução de paredes moldadas.

Deste modo, em primeiro lugar executaram-se as estacas primárias de bentonite-cimento, com 1,50 m de diâmetro e 1,75 m de afastamento entre eixos. De seguida procedeu-se à execução das estacas principais, em betão C35/45 armado, com diâmetro e afastamento idênticos aos das primeiras, o que implica a destruição de uma parte das estacas primárias. A altura das estacas é variável, devido ao facto de a profundidade a que se encontra o substrato miocénico ser igualmente variável ao longo da área de implantação da estação. Contudo, o conjunto de todas as 427 estacas executadas apresenta uma altura média de 35,5 m, garantindo um encastramento de 8 m nas argilas do miocénico, que, para além de lhe conferir uma maior capacidade resistente, diminui de sobremaneira afluência de água à base da escavação, devido à reduzida permeabilidade das argilas interessadas

As várias estacas foram solidarizadas no topo por intermédio de uma viga de coroamento com 2.4 metros de altura e 2.3 de largura, construída após o saneamento dos seus topos.

Posteriormente procedeu-se à instalação de uma parede de forro em betão armado entre a viga de coroamento e a laje de fundo, cuja construção avançou em consonância com a sequência da escavação. Importa referir que a parede de forro se encontra solidarizada com a cortina de estacas previamente executada através de diversos ferrolhos selados às estacas secundárias.

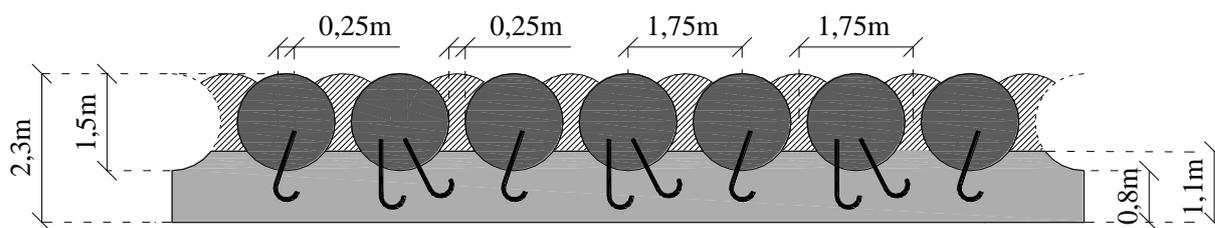


Figura 2.7– Corte em planta da cortina de contenção periférica (adaptado de Cruz, 2006)

2.3.2. Travamento da cortina de contenção

O travamento da cortina de contenção poderia, à partida, ser assegurado por intermédio de escoramento ou ancoragem da cortina de estacas. Apesar de a opção de enveredar pelas ancoragens apresentar como vantagem a libertação de espaço no interior da escavação, o que em muito facilitaria a execução dos trabalhos durante a obra, acabou por ser descartada.

Com efeito, tal decisão prende-se com o facto de, para que os bolbos fossem eficazmente selados e capazes de transmitir para o terreno, de forma eficaz, os esforços a que a ancoragem está sujeita, estes teriam de ser executados no substrato miocénico (a cerca de 27,5 metros de profundidade), o que, implicaria um elevado comprimento e inclinação para as ancoragens. Por consequência, apenas uma pequena parcela da resistência mobilizada (a sua componente horizontal, tanto menor quanto maior a inclinação) seria aproveitada para contrapor os impulsos atuantes na cortina e, por outro lado, a bastante significativa componente vertical das forças mobilizadas pelas ancoragens, associada ao peso próprio da cortina de estacas, poderia originar problemas de punçoamento dos solos de fundação, na base da referida cortina. Desta forma, a solução adotada passou por escorar provisoriamente a cortina, por intermédio de 5 níveis de escoras metálicas circulares pré-esforçadas. De forma a libertar mais espaço no interior da escavação e agilizar os trabalhos em obra, foi tomada a decisão de agrupar as 36 escoras de cada nível em pares (perfazendo um total de 18 pares), às quais se juntam quatro escoras de canto (sem qualquer pré-esforço) a instalar nos topos nascente e poente, junto dos emboquilhamentos, conforme se pode observar na Figura 2.8.

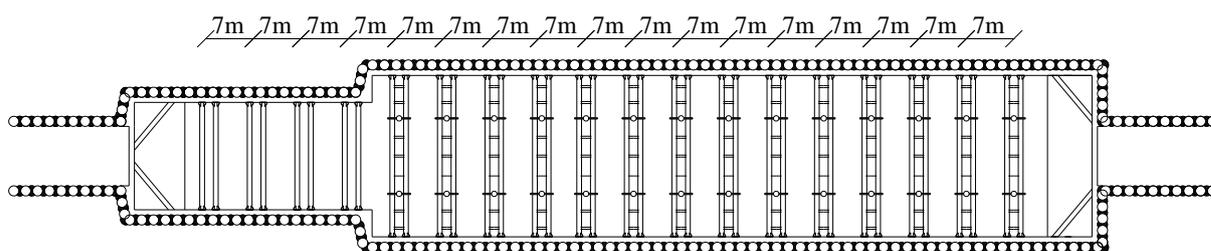


Figura 2.8– Disposição dos pares de escoras em planta (adaptado de Fernandes, 2006)

Enquanto a zona poente da estação (cuja largura é de 15,85 metros) não levanta problemas no que à encurvadura das escoras diz respeito, na zona nascente, dada a sua maior largura (23,95 metros), devem ser tomadas precauções para evitar este fenómeno. Deste modo, optou-se por executar duas estacas moldadas com 0,8 metros de diâmetro e revestimento metálico perdido, a fim de travar as escoras, para além de as agrupar em pares, com recurso a ligações (materializadas por perfis HEB300) a aproximadamente cada 2,50 metros, de acordo com o ilustrado na Figura 2.9). Por sua vez, as dimensões das escoras e o posicionamento das ligações tanto entre si como às estacas de contraventamento, podem ser consultadas na Figura 2.10 – Dimensões das escoras metálicas usadas: a) zona estreita; b) zona

Importa mencionar que, depois de removido o sistema de escoramento metálico e instaladas as lajes definitivas em betão armado, as referidas estacas passarão a ser parte integrante da estrutura definitiva da estação.

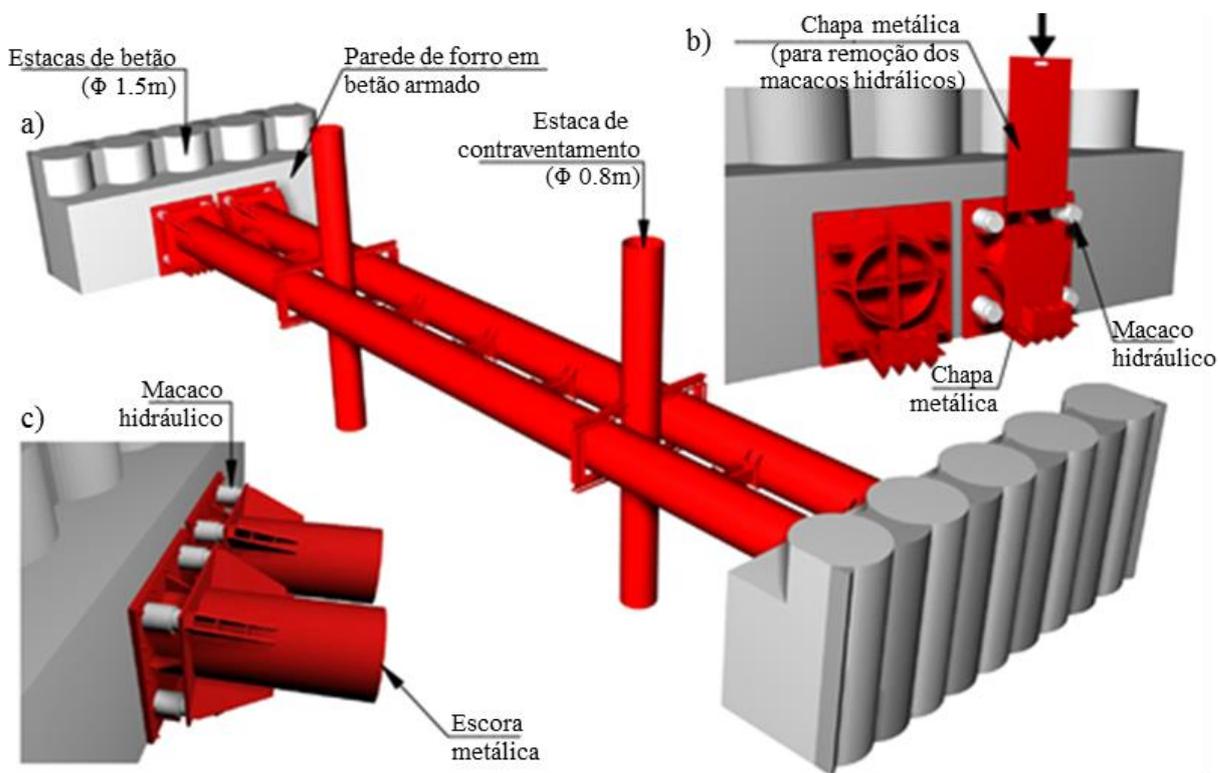


Figura 2.9 – Sistema de escoramento: a) esquema de contraventamento das escoras metálicas; b) e c) Pormenor das cabeças das escoras do lado da aplicação do pré-esforço (cortesia do professor Jorge Almeida e Sousa – DEC/FCTUC)

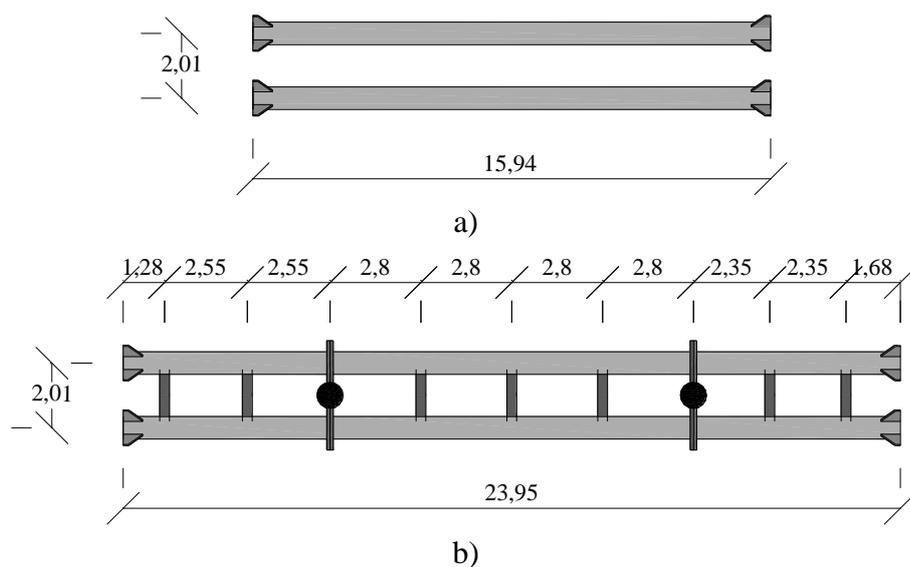


Figura 2.10 – Dimensões das escoras metálicas usadas: a) zona estreita; b) zona larga

As escoras metálicas, de diâmetro e espessuras variáveis em função da profundidade a que são colocadas, são executadas em aço S355 e caracterizam-se por apresentar a cabeça norte mais reforçada do que a cabeça sul, de forma a aí poderem suportar mais facilmente a aplicação do pré-esforço. As suas dimensões e o pré-esforço a que estão submetidas são apresentados no Quadro 2.2.

Quadro 2.2– Dimensões e pré-esforço dos diversos níveis de escoras (Fernandes, 2009)

	Nível	Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Profundidade (m)	Pré-esforço p/ tubo (kN)
Zona Poente (estreita)	1	609,6	16,0	2,6	1225
	2	711,2	25,0	7,6	1750
	3	711,2	25,0	12,5	3500
	4	711,2	22,2	16,6	3500
	5	711,2	22,2	19,6	875
Zona Nascente (larga)	1	609,6	14,2	1,8	1225
	2	711,2	16,0	7,3	4025
	3	711,2	17,5	12,5	3500
	4	711,2	25,0	17,4	3500
	5	711,2	16,0	20,5	3500

A aplicação do referido pré-esforço é conseguida com recurso a quatro macacos hidráulicos de grande potência por cada escora. Ora, dada a dimensão da cortina escorada, seria de todo impensável dispor de 720 macacos hidráulicos, pelo que se recorreu a um sistema de chapas metálicas de interposição com espessuras variáveis (1, 2, 5, 10 e 20 mm), a colocar no espaçamento existente entre as chapas de apoio (em aço S275) previamente fixadas na parede de forro e a cabeça das escoras, de acordo com o que se pode observar na Figura 2.11. Desta forma, minimizam-se as perdas de pré-esforço, que inevitavelmente advêm da remoção dos macacos hidráulicos.

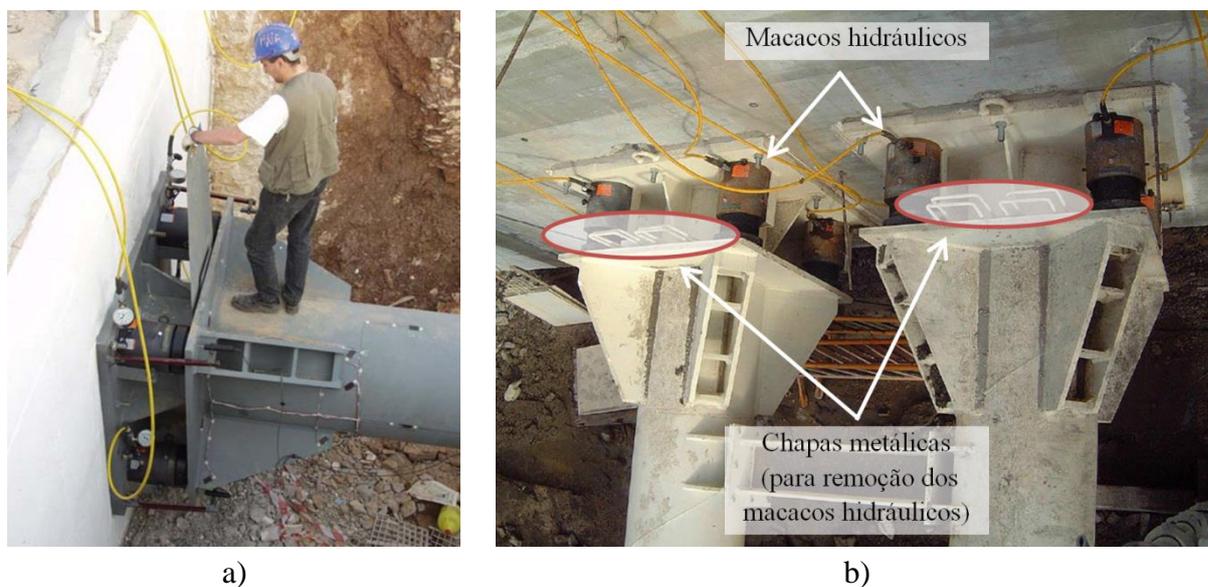


Figura 2.11 – Pormenor das chapas metálicas e dos macacos hidráulicos usados na aplicação do pré-esforço das escoras metálicas (cortesia professor Jorge Almeida e Sousa – DEC/FCTUC)

Dados os elevados níveis de pré-esforço e a sua importância no controlo dos assentamentos passíveis de ocorrer à superfície, optou-se por ensaiar uma escora antes de a colocar em obra, com vista a identificar as áreas de maior concentração de tensões, para além de verificar a viabilidade do método de aplicação de pré-esforço (sistema de macacos hidráulicos, em conjunto com as chapas metálicas). O ensaio decorreu numa pedreira, entre duas paredes de betão armado executadas numa escavação previamente executada, de forma a que uma força de reação da ordem dos 10000 kN fosse passível de ser mobilizada (Matos Fernandes e Mateus de Brito, 2006).

É ainda de mencionar a forma como foi escolhido o revestimento a aplicar às escoras que travam a cortina de contenção periférica. De facto, uma vez que grande parte dos trabalhos viria a decorrer durante os meses de Verão, seria expectável que as escoras, sob o efeito da ação da temperatura, tendessem a expandir, o que poderia ter repercussões no seu comportamento, nomeadamente ao nível dos esforços por elas experimentados e consequentemente transmitidos à cortina de contenção. Assim foram testados três tipos de revestimento distintos: um primeiro com revestimento com primário e pintura de cor branca, um segundo com revestimento com primário de cor cinzenta escura e um terceiro com revestimento unicamente com primário de cor branca. O teste consistiu em colocar três troços de escoras (cada um dos quais com um dos revestimentos referidos) no exterior, junto ao local

da escavação e com orientação semelhante àquela que assumiriam após colocados em obra, e registar a evolução da temperatura experimentada pelos mesmos.

A análise dos resultados permitiu concluir que os troços de escora revestidos a cor branca apresentam melhor desempenho térmico face aos troços de cor cinzenta escura. Uma vez que os resultados de ambas as escoras de cor branca não apresentam grandes diferenças entre si, optou-se por adotar a solução de revestimento a primário de cor branca (a terceira opção) para as diversas escoras a instalar em obra.

2.3.3. Laje de jet-grouting

A técnica de jet grouting consiste no melhoramento de solos por injeção de calda de cimento sob pressão controlada, com o objetivo de aumentar a sua capacidade resistente, e de diminuir a sua deformabilidade e permeabilidade (Rodrigues, 2009).

Esta metodologia compreende três fases distintas: corte, mistura e cimentação (Sanches, 2012). A primeira fase caracteriza-se pela fratura da estrutura do solo, graças à ação de jatos de ar ou água. Por sua vez, a segunda fase consiste na injeção de calda de cimento, o que leva a que uma parte do solo seja integralmente substituída pela calda enquanto outra se mistura com esta. Finalmente, a terceira fase envolve a cimentação e o endurecimento do novo material.

Esta técnica pode ser aplicada tanto na execução de pilares como de lajes, conforme representado na Figura 2.12.

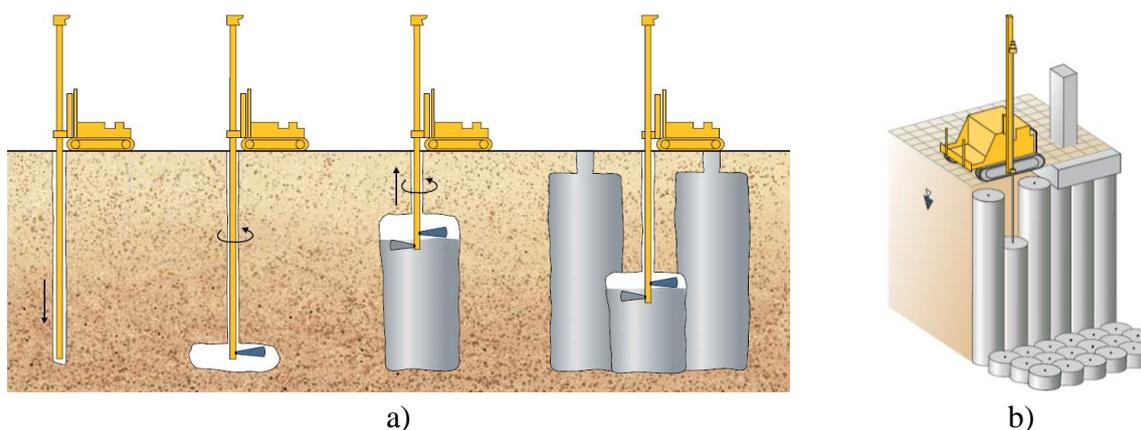


Figura 2.12– Aplicação da técnica de jet grouting para execução de pilares (a) e em de lajes (b) (Hayward Baker, 2011)

Existem três métodos distintos de aplicação desta técnica: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo, sendo igualmente denominadas por Jet 1, Jet 2 e Jet 3, respetivamente (Rodrigues, 2009), conforme se pode constatar na Figura 2.13.

O primeiro (adequado para solos não coesivos) consiste apenas em um ou dois jatos a partir dos quais se faz a injeção de calda de cimento no solo que, dada a pressão a que a injeção se processa, desagregam o solo e se misturam com o mesmo.

Na técnica de jacto duplo (adequada para solos coesivos) a calda de cimento injetada é envolvida num jacto de ar, o que aumenta o alcance do jacto principal.

Por fim, o sistema de jacto triplo (especialmente desenvolvido para solos coesivos) é o mais eficiente dos três. Neste caso, o corte é realizado por um jacto de água envolvido noutro de ar comprimido, enquanto a calda de cimento é injetada por um terceiro orifício, garantindo, deste modo, as funções de corte/erosão e mistura.

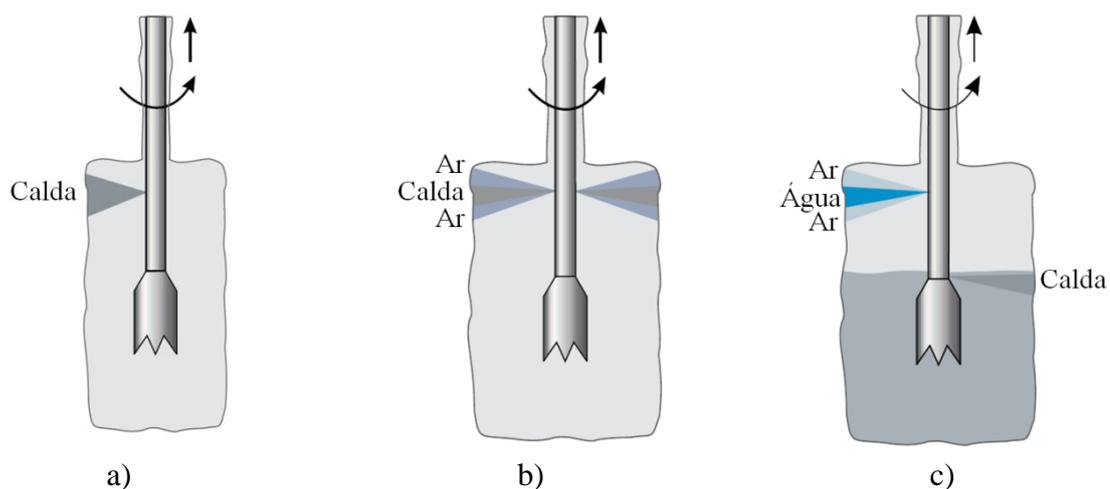


Figura 2.13– Disposição dos jatos nas técnicas de jacto simples (a), duplo (b) e triplo (c) (adaptado de Hayward Baker, 2011)

Ora, visto o tratamento ter de ser realizado num solo com significativa coesão, optou-se por empregar o terceiro método, de forma a construir uma laje de jet-grouting alinhada com o equador do túnel previamente enchido com betão leve, na sequência do acidente ocorrido a Junho de 2000, criando uma laje-escora contínua entre ambas as paredes da estrutura de contenção periférica. A referida laje apresenta cerca de 3 metros de espessura e é constituída por diversas colunas de jet-grouting (com diâmetro de 1 metro) justapostas, ocupando toda a área da zona larga da estação, de acordo com a Figura 2.14. O volume de solo tratado

apresenta uma tensão de rotura de 4 MPa e um módulo de deformabilidade de 0.5 GPa. Por sua vez, o peso volúmico é de sensivelmente 20 KN/m³.

Desta forma, antes de iniciar a escavação já o suporte se encontra colocado, o que permitirá reduzir bastante a magnitude dos assentamentos verificados à superfície, de acordo com a quinta regra das oito enunciadas por Matos Fernandes (2010), anteriormente referidas no ponto 3.2.

De acordo com o que se pode constatar na mesma figura, a equipa de projetistas optou por não estender a construção da laje-escora de jet grouting à zona estreita da estação, visto que nesta zona a magnitude dos assentamentos à superfície do terreno ser tida como inócua, mesmo sem tratamento do solo, fruto da maior distância aos edifícios vizinhos.

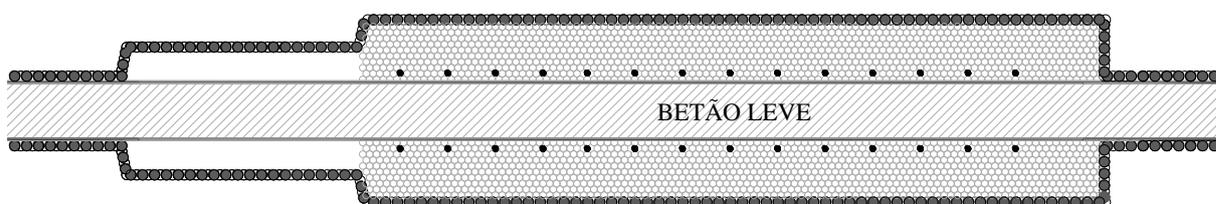


Figura 2.14– Vista em planta da laje-escora de jet-grouting ao nível do equador do túnel
(adaptado de Cruz, 2006)

2.3.4. Emboquilhamentos tratados por jet-grouting

Uma vez que as cortinas de estacas de betão armado e de bentonite-cimento apenas se desenvolvem ao longo da lateral da estação, não abrangendo os topos da mesma, e dada a elevada cota do nível freático, em associação com a presença de camadas de areia nos solos interessadas, a equipa de projetistas optou por proceder à impermeabilização e reforço dos topos norte e sul da estação, construindo, para o efeito, dois rolhões de jet-grouting, que envolvem o túnel já existente desde o topo do substrato miocénico até ao topo da estação (Figura 2.15 e Figura 2.16).

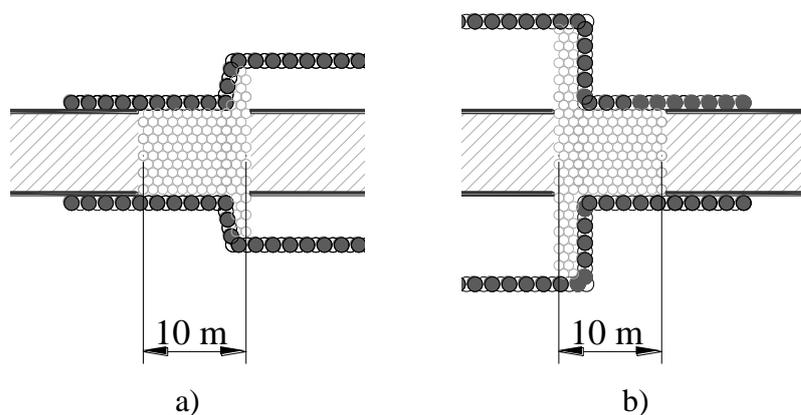


Figura 2.15 – Vista em planta dos emboquilhamentos poente (a) e nascente (b) (adaptado de Cruz, 2006)

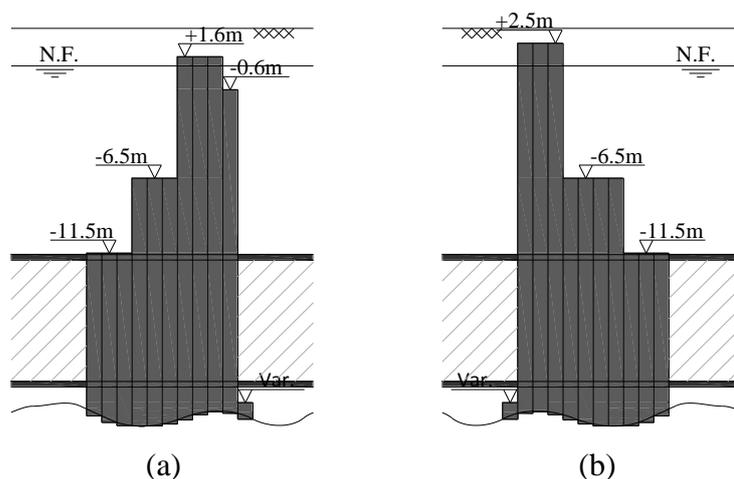


Figura 2.16 – Vista em corte dos emboquilhamentos poente (a) e nascente (b) (adaptado de Cruz, 2006)

2.3.5. Laje de fundo

A laje de fundo na base da escavação apresenta 2 metros de espessura, tendo sido usado betão C35/45 armado na sua construção. A fundação da referida laje e da restante estrutura interna da estação é assegurada por intermédio de 56 estacas de betão C35/45 armado com 1,5 metros de diâmetro (idênticas às utilizadas como estacas secundárias da estrutura de contenção periférica).

De forma a lidar com as elevadas pressões hidrostáticas na base da escavação, sob a laje de fundo, e apesar da impermeabilidade conferida pela estrutura de contenção periférica e do seu encastramento no substrato miocénico, é preconizado, no projeto da estação Terreiro do Paço,

um sistema de drenagem que conduz o caudal captado para um poço de bombagem localizado junto do topo nascente.

2.3.6. Jet-grouting no tardo da cortina

Importa ainda fazer menção a dois incidentes ocorridos já na reta final da escavação. De facto, a 10 de Maio e a 2 de Junho de 2003 verificou-se a entrada de água e solos para o interior da zona larga da estação, nos locais indicados na Figura 2.17, em virtude de não se ter assegurado, naqueles locais, a verticalidade das estacas da cortina de contenção periférica. Deste modo, algumas das estacas secundárias sofreram ligeiros desvios para o exterior, comprometendo a impermeabilidade da cortina, conforme ilustra a Figura 2.18.

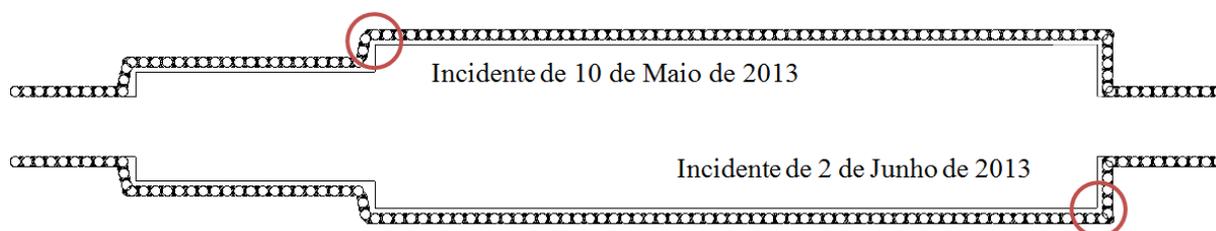


Figura 2.17 – Localização dos incidentes ocorridos



Figura 2.18 – Pormenor de duas estacas desalinhadas (cortesia do professor Jorge Almeida e Sousa – DEC/FCTUC)

Na sequência dos incidentes ocorridos, foi elaborado um levantamento das zonas onde as estacas da cortina de contenção periférica apresentavam maiores desvios (20% do perímetro, na zona Nascente). De seguida, optou-se por tratar o tardo da cortina, em todos os cantos e nas zonas críticas reportadas no levantamento mencionado, com recurso a furos de injeção. É de salientar que se estipulou que a zona de tratamento se deveria sobrepor em 2 metros à parede de forro já efetuada, para além de penetrar 4 a 6 metros no substrato miocénico.

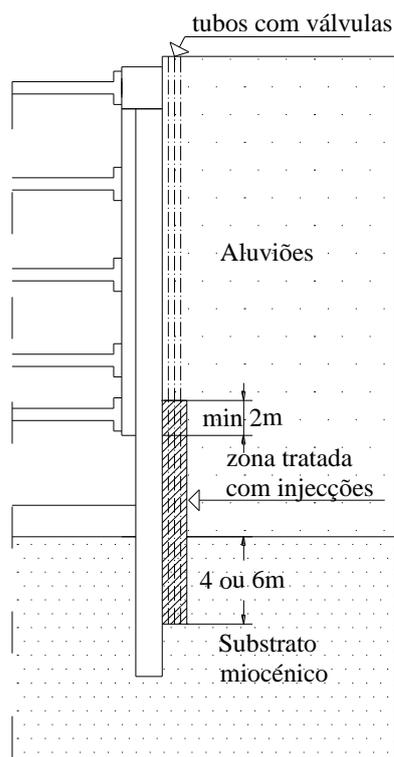


Figura 2.19 – Tratamento por injeções no tardo da cortina (Fernandes, 2006)

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

3.1. Considerações iniciais

A modelação numérica efetuada tem por objetivo analisar diversas situações relativas à solução adotada para a contenção da escavação da estação Terreiro do Paço. Importa realçar que todas as análises efetuadas dizem respeito à zona nascente da estação (zona larga).

Os primeiros cálculos foram efetuados em termos de tensões totais, usando um modelo constitutivo mais simples, e têm por objetivo aferir o peso relativo de cada aspeto da solução preconizada em projeto. Assim foi levada a cabo uma extensa análise paramétrica, em que se fez variar os principais fatores que poderiam afetar o comportamento da estrutura de contenção da estação.

Depois de definidos parâmetros adicionais para modelar o comportamento do solo, novos cálculos foram efetuados, desta feita com modelos constitutivos mais complexos, a fim de comparar os resultados obtidos com os dados da observação e com os modelos reológicos mais simples. Esta comparação tem como propósito avaliar a adequabilidade dos modelos usados e dos parâmetros assumidos na previsão do comportamento da estação.

3.2. Modelo numérico

Toda a modelação numérica foi efetuada usando o software *PLAXIS 2D* (versão 8.2), considerando as diversas fases indicadas no quadro 2.1, de forma a retratar fielmente o faseamento construtivo verificado em obra. Importa ainda mencionar que, de acordo com o anteriormente referido, a execução do túnel do metropolitano é anterior ao início dos trabalhos de construção da estação Terreiro do Paço. Assim, optou-se por modelar a sua construção nas análises numéricas efetuadas, em virtude de se achar conveniente reproduzir a alteração do estado de tensão do maciço envolvente resultante da construção do referido túnel, justificando-se, assim, a consideração das duas primeiras fases.

Dado que o desenvolvimento longitudinal da estação ultrapassa largamente o seu desenvolvimento transversal, os cálculos numéricos foram levados a cabo considerando estado plano de deformação, isto é, análises bidimensionais incidindo sobre a secção transversal intermédia da zona larga da estação em estudo. Por outro lado, aproveitando a simetria da secção transversal em estudo, optou-se por apenas se modelar um dos lados da mesma, de forma a otimizar o processo computacional.

Deste modo, o modelo desenvolvido apresenta 50 metros de largura e 53,5 metros de altura. Os deslocamentos ao longo da fronteira lateral esquerda, que coincide com o eixo de simetria da escavação, estão impedidos no plano horizontal, sendo livres no plano vertical. Por sua vez, na fronteira inferior, os deslocamentos estão totalmente impedidos. Finalmente, a fronteira lateral direita, ao longo da qual se impedem os deslocamentos horizontais, foi disposta a 50 metros do eixo da escavação, distância a partir da qual se considera desprezável a influência da escavação.

A malha que discretiza o modelo considerado foi automaticamente gerada pelo algoritmo do software utilizado e apresenta, no caso da análise em termos de tensões totais, um refinamento fino, apesar de os *clusters* mais próximos do túnel terem sido alvo de um refinamento adicional, visto tratar-se de uma zona mais sensível. Por sua vez, os elementos finitos adotados são triangulares (únicos disponíveis no programa) de 15 nós, em detrimento dos de 6 nós (Figura 3.1), em função de uma maior precisão oferecida por aqueles.

Pelo contrário, nas análises em tensões efetivas, e de acordo com o recomendado na secção *knowledge base* do sítio oficial do software utilizado (kb.plaxis.com), houve necessidade de sacrificar de certa forma a precisão do cálculo e passar a utilizar elementos triangulares de 6 nós, para além de redefinir o refinamento da malha, que passou a ser médio, de modo a pôr fim ao surgimento de erros que impossibilitavam o cálculo e ultrapassar problemas de convergência na solução numérica. Importa referir que, ainda assim, se optou por refinar a zona superficial do modelo, de forma a levar em conta, de acordo com o que se discutirá mais adiante, a variação do grau de sobreconsolidação (OCR) nas aluviões.

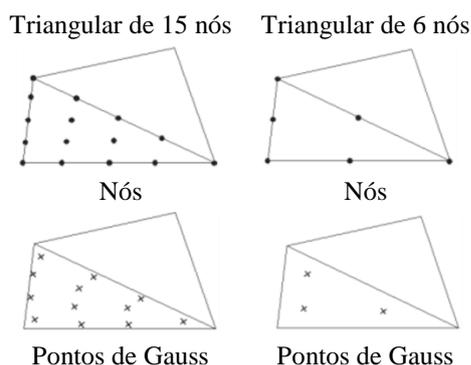


Figura 3.1 – Representação dos pontos considerados no cálculo de cada elemento da malha (adaptado PLAXIS, 2011)

A configuração da malha considerada é ilustrada na Figura 3.2 e as suas características principais podem ser consultadas no Quadro 3.1.

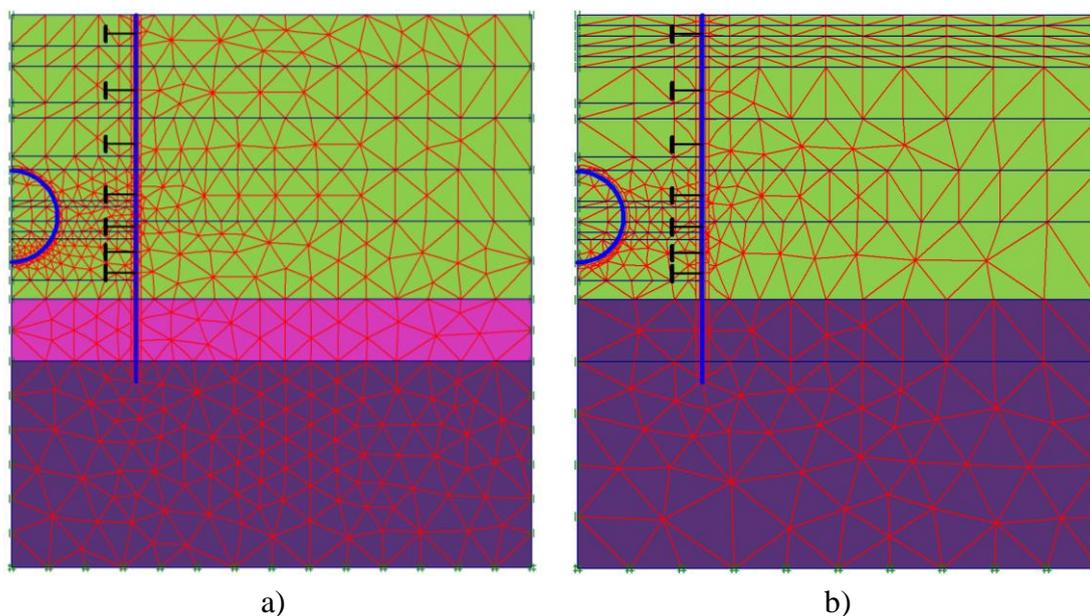


Figura 3.2 – Malha de elementos finitos utilizada nas análises em termos de tensões totais (a) e em tensões efetivas (b)

Quadro 3.1 – Características das malhas de elementos finitos utilizadas

	Análise em tensões totais	Análise em tensões efetivas
Tipo de elemento	Triangular (15 pontos nodais)	Triangular (6 pontos nodais)
Nº de elementos	1025	543
Nº de nós	8672	1281
Nº de pontos de Gauss	12300	1629
Tamanho médio de cada elemento	1,32 metros	2,22 metros

3.3. Análises em termos de tensões totais

No que às tensões totais diz respeito, admitir-se-á que os solos interessados se comportam de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb, que, usando parâmetros não drenados, com φ nulo, degenera para o modelo de Tresca, enquanto para os materiais que fazem parte da estrutura se admitirá um comportamento elástico linear, dadas as suas elevadas propriedades resistentes, quando comparadas com as dos solos.

3.3.1. Modelo de Mohr Coulomb

O *Mohr Coulomb Model* (MCM) disponível no programa PLAXIS é um modelo elástico perfeitamente plástico com critério de rotura de Mohr-Coulomb. Isto é, os solos, quando modelados de acordo com este modelo, apresentam comportamento elástico linear até ao ponto de cedência, a partir do qual o seu comportamento é perfeitamente plástico, passando o solo a deformar-se a tensão constante, de acordo com o retratado na Figura 3.3.

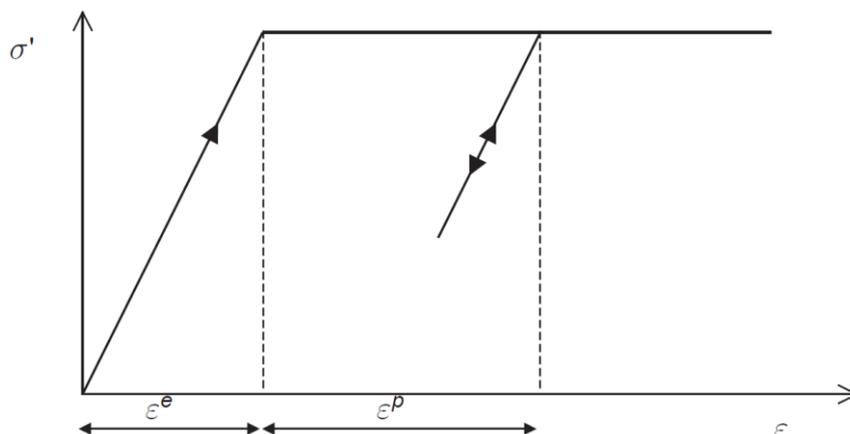


Figura 3.3 – Modelo elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2011)

A rotura do material que, neste modelo coincide com a cedência, é regida de acordo com a expressão que se segue:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \varphi' \quad [1]$$

Onde τ_f e σ'_f representam as tensões tangencial e normal na rotura, respetivamente, podendo ser, por sua vez, relacionadas com as tensões principais mínimas e máximas (σ'_3 e σ'_1) por intermédio de:

$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \cos \varphi' \quad [2]$$

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \sin \varphi' \quad [3]$$

Assim, os parâmetros que descrevem o comportamento de um determinado material de acordo com o modelo de MCM são os seguintes (PLAXIS Material Models Manual, 2011):

- i) Módulo de Young - E
- ii) Coeficiente de Poisson - ν

- iii) Coesão – c'
- iv) Ângulo de resistência ao corte – φ'

Contudo, uma vez que este modelo será usado para as análises em termos de tensões totais, em lugar de se recorrer à coesão do solo e ao seu ângulo de resistência ao corte, utilizar-se-ão os parâmetros em condições não drenadas, ou seja, a coesão não drenada (c_u) e ângulo de resistência ao corte nulo ($\varphi_u=0$). A distinção entre ambas as abordagens pode ser observada na Figura 3.4.

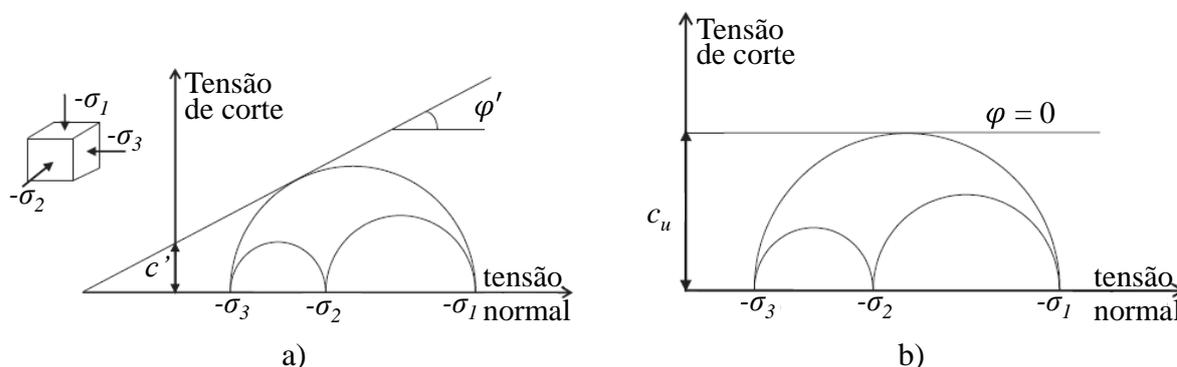


Figura 3.4– Diferença entre a consideração de parâmetros de resistência drenados (a) e não drenados (b) (adaptado de PLAXIS, 2011)

3.3.2. Parâmetros admitidos

3.3.2.1. Solos

Aluviões

A modelação da estação em termos de tensões totais foi feita tendo por base os resultados da campanha de prospeção efetuada antes da elaboração do projeto da estação (Matos Fernandes et al, 1999)

Os ensaios realizados revelaram uma resistência ao corte não drenada crescente em profundidade, proporcionalmente com o aumento da tensão efetiva vertical, de acordo com:

$$c_u = 20 + 0.2 \cdot \sigma'_{v0} \quad [4]$$

Foi ainda considerado que o módulo de deformabilidade não drenado evolui de forma proporcional com a resistência ao corte não drenada, de acordo com:

$$E_u = 400 \cdot c_u = 8000 + 80 \cdot \sigma'_{v0} \quad [5]$$

Substrato miocénico

Por sua vez, no caso dos solos do substrato miocénico, os ensaios triaxiais de compressão isotrópica não drenada permitiram identificar a existência de uma camada de sensivelmente 6 metros de espessura no topo desta formação na qual as argilas estão claramente mais descomprimidas, o que se traduz em valores de resistência ao corte não drenada e módulo de deformabilidade não drenado inferiores. Deste modo ajustaram-se diferentes valores para estes parâmetros, consoante se trate dos primeiros 6 metros ou de maiores profundidades:

1ª Camada	$c_u(< 6 m) = 300 \text{ kPa}$	[6]
	$E_u(< 6 m) = 150 \text{ MPa}$	[7]
2ª Camada	$c_u(> 6 m) = 400 \text{ kPa}$	[8]
	$E_u(> 6 m) = 500 \text{ MPa}$	[9]

O valor do coeficiente de impulso em repouso em termos de tensões totais (K_0^{TT}) foi determinado tendo por base o mesmo parâmetro em termos de tensões efetivas admitido em projeto, que, para ambos os solos interessados, foi de 0,6 (Matos Fernandes et al, 1999), e levando em conta o efeito da pressão neutra. Foi considerada uma discretização do estrato de solo aluvionar, a cada 5 metros, a partir da superfície, de forma a considerar a evolução daquele parâmetro em profundidade.

Resumidamente, os parâmetros considerados para descrever a resposta de ambos os solos encontram-se detalhados no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Parâmetros modeladores do comportamento dos solos aluvionares e do substrato miocénico

	Aluviões	Miocénico	
		1ª Camada	2ª Camada
$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	18,0	21,5	21,5
K_0^{TT}	0,64 – 0,80	0,80	0,80
$E_{ref} \text{ (KPa)}$	8000	150000	500000
$E_{increment} \text{ (KPa/m)}$	640	0	0
ν	0,49	0,49	0,49
$c_{ref} \text{ (KPa)}$	20	300	400
$c_{increment} \text{ (KPa/m)}$	1,6	0,0	0,0
$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	1,0	1,0	1,0

3.3.2.2. Elementos estruturais

Tal como anteriormente referido, o comportamento dos restantes elementos foi tomado como sendo linear elástico. Resumidamente apresentam-se de seguida os parâmetros adotados para descrever o comportamento de cada um deles.

Betão leve

Os parâmetros admitidos para modelar o comportamento do betão leve, utilizado como enchimento do túnel após o incidente que comprometeu a sua estabilidade, encontram-se discriminados no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Parâmetros modeladores do comportamento do betão leve

γ (KN/m ³)	17,0
E_{ref} (GPa)	1,0
ν	0,49

Jet Grouting

Por se tratar, de um material resultante da mistura de solo com cimento, optou-se por modelar o comportamento da laje de jet grouting de acordo com o modelo elástico linear. Os parâmetros adotados encontram-se listados no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Parâmetros modeladores do comportamento da laje de jet-grouting

γ (KN/m ³)	20,0
E_{ref} (GPa)	0,5
ν	0,49

Estrutura de contenção periférica / Revestimento do túnel

Por sua vez, tanto os elementos que compõem a estrutura de contenção periférica (viga de coroamento e cortina de estacas, antes e depois da construção da parede de forro em betão armado) como o revestimento do túnel foram modelados com recurso a elementos do tipo *plate*, considerando a sua rigidez por metro linear de desenvolvimento da escavação, de acordo com os parâmetros indicados no Quadro 3.5. Importa relevar que foram calculados novos módulos de deformabilidade, de forma a que, para as espessuras apresentadas, fosse possível o cálculo das rigidezes à flexão e axial (EI e EA , respetivamente) da estrutura de contenção periférica como se a sua secção transversal fosse retangular.

Quadro 3.5– Parâmetros modeladores do comportamento dos elementos tipo *plate*

	Viga de coroamento	Cortina de estacas	Cortina de estacas c/ forro	Revestimento do túnel
EA (kN/m)	6,90E+07	2,27E+07	5,11E+07	1,08E+07
EI (kN/m²/m)	3,04E+07	4,26E+06	2,25E+07	1,17E+05
Espessura* (m)	2,3	1,5	2,3	0,36
w (kN/m/m)	25,0	25,0	25,0	25,0
ν	0,2	0,2	0,2	0,2

Sistema de escoramento e laje de fundo

Finalmente, para a modelação do sistema de escoramento metálico e da laje de fundo optou-se por empregar elementos do tipo *fixed-end-anchor*. Importa referir que, dada a sua considerável espessura (2 metros), se optou por modelar a laje de fundo recorrendo a duas escoras (uma no seu topo e outra na sua base), dividindo a sua rigidez (por metro linear) por ambas. Os valores adoptados para cada um dos parâmetros são os listados no Quadro 3.6. É ainda de mencionar que os valores apresentados para o sistema de escoramento metálico dizem respeito a cada par de escoras.

Quadro 3.6 – Parâmetros modeladores do comportamento dos elementos tipo *fixed-end-anchor*

	Escoras metálicas					Laje de fundo
	1º nível	2º nível	3º nível	4º nível	5º nível	
EA (kN)	1,12E+07	1,47E+07	1,60E+07	2,26E+07	1,47E+07	3,40E+07
$L_{spacing}$ (m)	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	1,0
Pré-esforço (kN/m)	-350,0	-1150,0	-1000,0	-1000,0	-1000,0	-

3.4. Análises em termos de tensões efetivas

As análises em termos de tensões efetivas serão efetuadas admitindo leis constitutivas mais avançadas do que as utilizadas aquando da realização do projeto da referida estação. Assim, continuando a admitir que o comportamento dos elementos que fazem parte da estrutura de contenção é elástico linear, os solos aluvionares e os solos do substrato miocénico serão modelados como seguindo um comportamento descrito pelos modelos *Soft Soil Model* (SSM) e *Hardening Soil Model* (HSM), respetivamente.

3.4.1. Soft Soil Model

O modelo constitutivo que se aborda de seguida foi desenvolvido especificamente com o intuito de tentar reproduzir corretamente o comportamento de solos argilosos, normalmente ou ligeiramente sobreconsolidados (Ricardo Alves, 2011).

O SSM tem em conta a possibilidade de expansão da superfície de rotura, em consequência de deformações plásticas. Trata-se de modelo do tipo *Cam-Clay*, que tem por base o modelo de *Cam-Clay* modificado (PLAXIS, bv.) e que, de acordo com a mesma fonte bibliográfica, se caracteriza fundamentalmente por:

- i) Fazer variar da rigidez em função do estado de tensão a que este se encontra submetido
- ii) Distinguir entre carregamento primário e ciclos de carga/descarga
- iii) Levar em conta a tensão de pré-consolidação
- iv) Definir a rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb

Para que o modelo represente corretamente o comportamento do solo é necessário introduzir os oito parâmetros indicados no Quadro 3.7 (PLAXIS, 1995).

Quadro 3.7 – Parâmetros modeladores do comportamento do solo, de acordo com o SSM

Parâmetros de resistência			Parâmetros de rigidez		Parâmetros avançados	
c'	φ	ψ	λ^*	κ^*	ν_{UR}	K_0^{NC}

Neste modelo assume-se uma relação logarítmica entre a extensão volumétrica e a tensão efetiva média, que pode ser observada na Figura 3.5, e que pode ser expressa por (PLAXIS, 1995):

- i) Carregamento primário – ramo virgem/normalmente consolidado

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad [10]$$

- ii) Descarga/carga – ramo sobreconsolidado

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad [11]$$

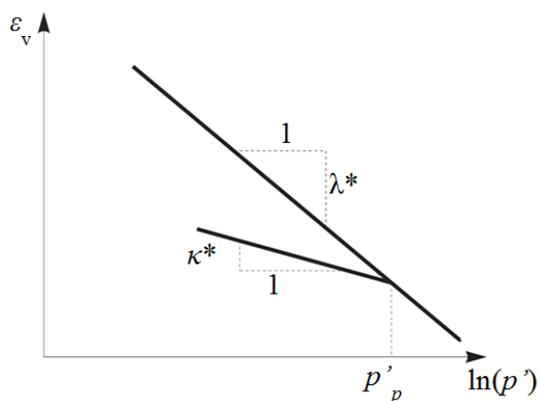


Figura 3.5- Relação hiperbólica tensão deformação (adaptado de Plaxis, 2011)

Os parâmetros λ^* e κ^* diferem dos parâmetros λ e κ do modelo de Cam-Clay, sendo normalizados em relação ao índice de vazios inicial do solo, e podem ser relacionados com os parâmetros do ensaio edométrico, C_C e C_R , coeficientes de compressibilidade e recompressibilidade, respetivamente, de acordo com (PLAXIS Material Models Manual 1995):

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e} \quad [12]$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e} \quad [13]$$

$$\lambda^* \approx \frac{2 \cdot C_C}{2.3 \cdot (1 + e)} \quad [14]$$

$$\kappa^* \approx \frac{C_R}{2.3 \cdot (1 + e)} \quad [15]$$

Durante a descarga e a subsequente carga do solo, o seu comportamento é tido como elástico, mantendo-se a tensão de pré-consolidação constante. Contudo, sempre que o carregamento ultrapassa a tensão de pré-consolidação (p'_p) dão-se deformações plásticas (irreversíveis) e o seu valor é redefinido. Por consequência existe uma expansão da elipse que define a superfície de rotura do material, conforme se pode observar na Figura 3.6.

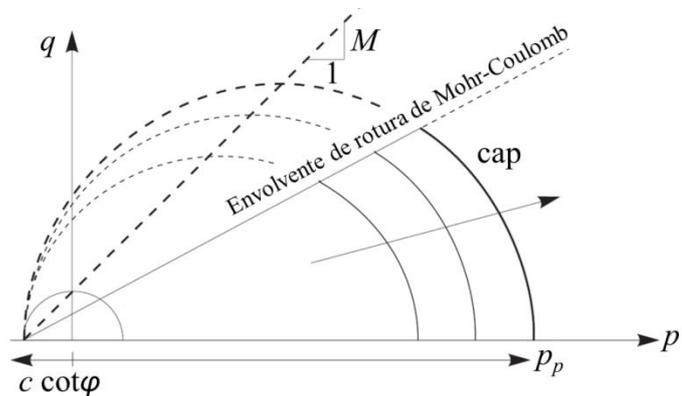


Figura 3.6– Superfícies de rotura e cedência do Soft Soil Model (adaptado de, 2011)

3.4.2. Hardening Soil Model

O HSM, disponível no programa PLAXIS, é um modelo avançado que pode ser usado para modelar um vasto leque de solos distintos, desde areias a solos coesivos fortemente sobreconsolidados, de que são exemplo as formações do substrato miocénico existente na envolvente da escavação em estudo (PLAXIS, 2011)

Este modelo constitutivo surge no seguimento da reformulação do modelo hiperbólico de Duncan-Chang, um modelo elástico não linear que aproxima a relação tensão-deformação por intermédio de uma hipérbole (Figura 3.7). O HSM é um modelo elastoplástico, visto ser fruto da associação da teoria da plasticidade ao modelo que lhe serve de base. Introduce ainda o efeito da dilatância do solo e compreende uma superfície de cedência fechada, uma vez que considera a cedência por compressão (PLAXIS, 2011).

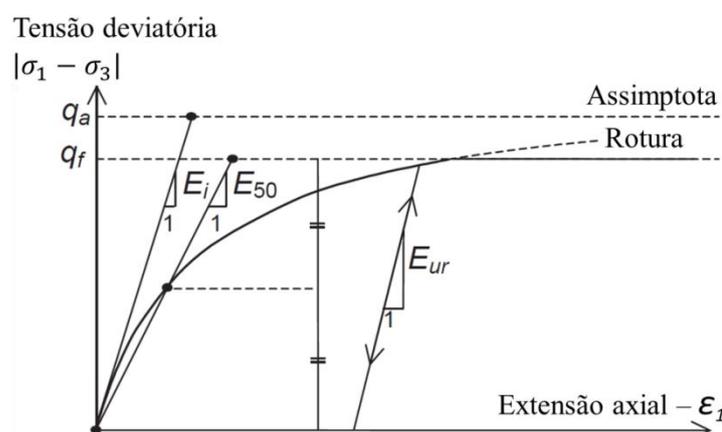


Figura 3.7 - Relação hiperbólica tensão deformação (adaptado de Plaxis,2011)

Trata-se de um modelo complexo principalmente caracterizado por (, 2011):

- i) Considerar uma evolução não linear da rigidez, que depende da trajetória de tensões experimentada pelo solo.
- ii) Distinguir entre carregamento primário e ciclos de descarga/carga
- iii) Utilizar o critério de rotura de Mohr-Coulomb

Para modelar o comportamento de determinado solo de acordo com o modelo em análise é necessário introduzir um total de onze parâmetros distintos, que se listam de seguida, no Quadro 3.8. Quadro 3.8 – Parâmetros modeladores do comportamento do solo, de acordo com o HSM (adaptado de Helena Dias, 2013)

Quadro 3.8 – Parâmetros modeladores do comportamento do solo, de acordo com o HSM (adaptado de Helena Dias, 2013)

Parâmetros de resistência			Parâmetros de rigidez				Parâmetros avançados			
c'	φ	ψ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{UR}^{ref}	m	R_f	ν_{UR}	p^{ref}	K_0^{NC}

Importa referir que a superfície de cedência não é fixa, podendo expandir, o que tem por resultado o surgimento de deformações plásticas e o endurecimento do material, que pode ocorrer por corte (aumento da tensão deviatória) ou por compressão (carregamento isotrópico).

Apresenta-se de seguida, na Figura 3.8, a superfície de cedência no plano $q-p$. Importa atentar no facto de na região elástica a resposta do solo ser controlado por E_{UR} , não havendo lugar a deformações permanentes. Por sua vez, uma vez ultrapassada a superfície de plastificação, E_{50} é o parâmetro que passa a reger o comportamento do solo. Finalmente, é ainda de relevar o facto de, tal como referido anteriormente, a superfície de cedência ser fechada, uma vez que o modelo leva em linha de conta a cedência por compressão isotrópica, sendo, neste caso E_{oed} , como seria de esperar, a ditar a relação tensão-deformação experimentada pelo solo (Sara Sanches, 2012).

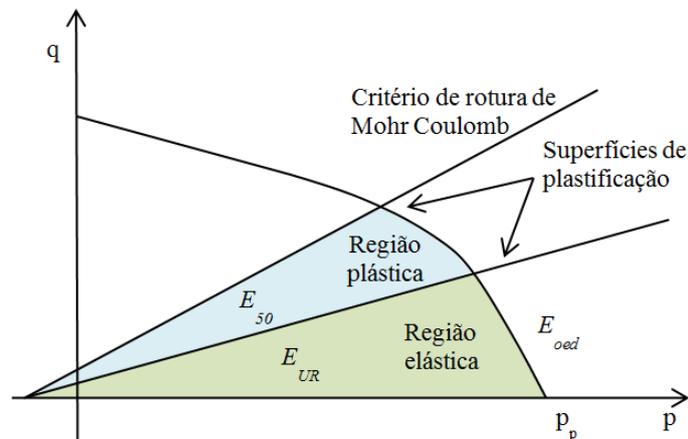


Figura 3.8 - Relação hiperbólica tensão deformação (adaptado de PLAXIS, 2010)

Em cada momento, para cada estado de tensão distinto, os três módulos de deformabilidade são determinados de acordo com as equações que se seguem (PLAXIS, bv.):

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi) - \sigma'_3 \cdot \text{sen}(\varphi)}{c \cdot \cos(\varphi) + p^{ref} \cdot \text{sen}(\varphi)} \right)^m \quad [16]$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi) - \sigma'_1 \cdot \text{sen}(\varphi)}{c \cdot \cos(\varphi) + p^{ref} \cdot \text{sen}(\varphi)} \right)^m \quad [17]$$

$$E_{UR} = E_{UR}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi) - \sigma'_3 \cdot \text{sen}(\varphi)}{c \cdot \cos(\varphi) + p^{ref} \cdot \text{sen}(\varphi)} \right)^m \quad [18]$$

Deste modo, pode concluir-se que o HSM, quando devidamente empregue, constitui uma reprodução muito mais fiel do real comportamento dos solos, quando comparado com modelos mais simples, permitindo modelar mais corretamente os ciclos carga/descarga a que estes experimentam à medida que as diversas fases de escavação e aplicação de pré-esforço avançam (Pedro Gomes, 2009).

3.4.3. Parâmetros admitidos

3.4.3.1. Aluviões – Soft Soil Model

Apesar de serem conhecidos os parâmetros de resistência que caracterizam o comportamento dos solos aluvionares existentes na zona da estação Terreiro do Paço, determinados aquando do projeto da estação, e tendo por base a campanha de prospeção levada a cabo, houve necessidade de determinar os respetivos parâmetros de deformabilidade.

Assim, apesar de não serem conhecidos outros resultados dos ensaios triaxiais, para além da resistência ao corte não drenada (c_u), foram modelados 10 dos ensaios triaxiais levados a cabo antes da execução do projeto da estação (8 CIU e 2 CK₀U), com o objetivo de definir e ajustar os índices de compressibilidade e recompressibilidade modificados (λ^* e κ^* , respetivamente) à relação admitida entre o módulo de deformabilidade não drenada (E_u) e a resistência ao corte não drenada (Equação 5).

Os resultados obtidos ao fim do processo iterativo de ajuste e validação do modelo encontram-se discriminados no Quadro 3.9. Importa referir que, de acordo com o que seria de esperar, dada a reduzida variabilidade das características destes solos em Portugal, os resultados são semelhantes aos encontrados em bibliografia diversa (Lopes, 2011; Abrantes, 2008; Alves, 2011; Sanches, 2012)

Quadro 3.9– Parâmetros a utilizar na modelação numérica do comportamento do substrato miocénico

Aluviões	
γ_{sat} (kN/m ³)	18
e_{inicial}	0,98
k_x (m/dia)	3E-04
k_y (m/dia)	3E-04
c (kN/m ²)	0,1
ϕ (°)	33
Ψ (°)	0
λ^*	0,1210
κ^*	0,010

A título meramente exemplificativo, disponibiliza-se de seguida, na Figura 3.9, os resultados da modelação de dois dos ensaios triaxiais CIU realizados para tensões de consolidação (σ'_c) de 97 e 83 kPa, em comparação com a modelação de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb.

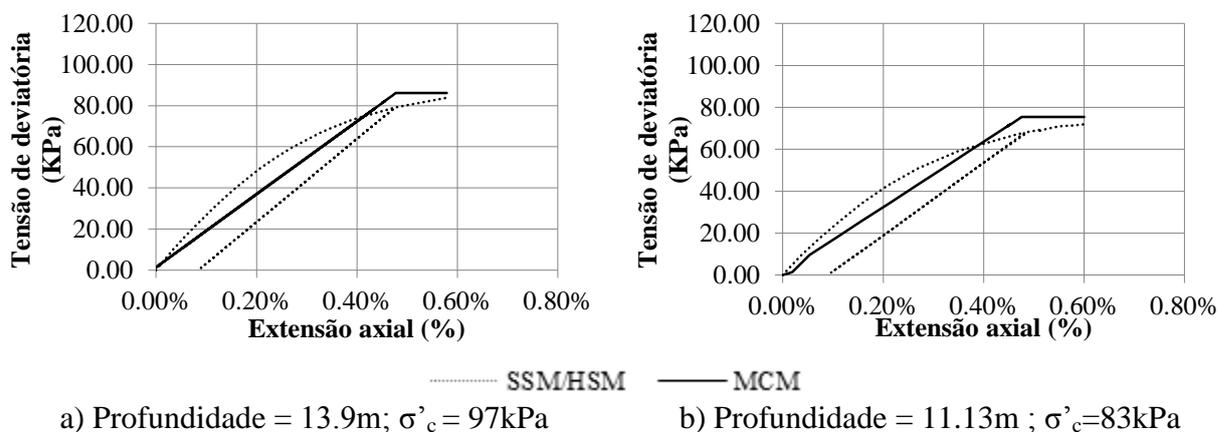


Figura 3.9 – Comparação da modelação de ensaios triaxiais CIU usando os modelos Soft Soil e Mohr Coulomb

É ainda de salientar o facto de, dado a estação estar localizada numa zona bastante próxima do rio Tejo, o nível freático não se localiza a uma cota fixa, fruto do efeito das marés. Assim, e de acordo com o mesmo autor, o nível freático apresenta uma oscilação de sensivelmente 2 metros em torno da sua posição inicial (Cruz, 2006).

Deste modo, foi considerada uma variação do nível freático para os 5 primeiros metros da camada de aluviões. Ora, uma vez que os solos aluvionares interessados não diferem muito dos estudados por Coelho (2000), optou-se por adoptar uma variação de OCR, em profundidade, semelhante à proposta pelo referido autor, apresentada na Figura 3.10.

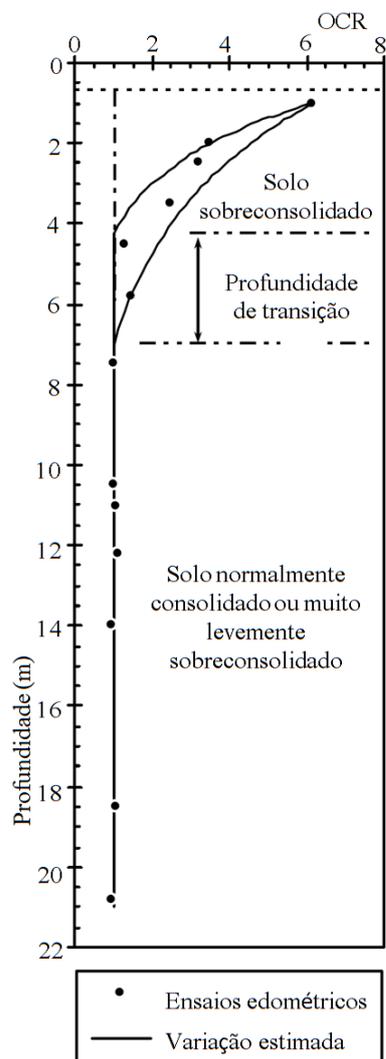


Figura 3.10 – Proposta de variação do grau de sobreconsolidação em profundidade, para os solos aluvionares da Quinta da Forja (adaptado de Coelho, 2000)

3.4.3.2. Substrato miocénico – Hadening Soil Model

Aquando do projeto da estação, as análises em termos de tensões efetivas foram efetuadas tendo por base o modelo de Mohr Coulomb, pelo que, de forma a empregar o HSM, houve necessidade de determinar parâmetros adicionais.

Apesar da detalhada parametrização das argilas miocénicas de Lisboa, proposta por Laranjo (2013) e apresentada no Quadro 3.10, ser, à primeira vista, um bom ponto de partida, incompatibilidades entre alguns parâmetros aquando da sua introdução no software de elementos finitos, levaram a que estes parâmetros não pudessem ser diretamente utilizados.

Quadro 3.10 – Parametrização das *Argilas do Forno do Tijolo* (adaptado de Laranjo, 2013)

Argilas do Forno do Tijolo		
w (%)	19.26	
γ (kN/m ³)	20.42	
e	0.55	
C_c^*	0.24	*Valor relativo
C_s^*	0.06	às formações
φ (°)	35	das “Camadas
c' (kPa)	31	dos Prazeres”

Deste modo, tendo em consideração os parâmetros de resistência (c' e φ') determinados pela equipa de projetistas, procedeu-se à simulação de sete ensaios triaxiais com recurso ao PLAXIS, de forma a determinar os parâmetros de deformabilidade (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{UR}^{ref}), até ao momento, desconhecidos.

Os resultados laboratoriais que serviram de base à validação do modelo foram os obtidos por Marques (1998), em ensaios de triaxiais de compressão isotrópica e anisotrópica levados a cabo em amostras de “Argilas da Camada dos Prazeres”, que, apesar de ser uma formação distinta da interessada pela estação, apresenta significativas semelhanças. Após diversas iterações determinaram-se os parâmetros apresentados no Quadro 3.11 como os que melhor modelariam o comportamento do substrato miocénico.

Quadro 3.11 – Ajuste dos parâmetros do *Hardening Soil Model* para a modelação do substrato miocénico

Substrato miocénico – sem correcção	
φ (°)	35,0
c' (kPa)	50
ψ (°)	0
E_{50}^{ref} (MPa)	22,8
E_{oed}^{ref} (MPa)	22,8
E_{UR}^{ref} (MPa)	54,8
R_f	0,50
m	0,50
K_0^{NC}	0,426
ν_{UR}	0,20

É de realçar que, de acordo com o referido por Karstunen houve necessidade de desprezar a influência da dilatação na modelação, visto que, caso contrário, a expansão do provete, levaria à expansão da amostra, o que teria por consequência a diminuição da tensão neutra, o que por sua vez resultaria em que a tensão deviatória de rotura tendesse para infinito, não se atingindo a rotura do material.

Apesar de o ajuste atingido ser de magnitude semelhante às referidas em bibliografia diversa, de que é exemplo a determinação dos parâmetros do HSM para as argilas de Bangkok (Sururak, 2012), constata-se que os parâmetros de deformabilidade são bastante inferiores ao expectável. Este facto é justificável à luz do enunciado por Almeida e Sousa (1998). O autor, após comparar os resultados obtidos dos ensaios triaxiais com os que advêm de ensaios sísmicos entre furos (*cross-hole*) e de ensaios com o pressiómetro autoperfurador, defende que os parâmetros de deformabilidade determinados por Marques (1998), para extensão axial de 0.1% 0.3%, 0.5% e para recarga, deverão ser corrigidos por um fator de majoração de 3,2, fruto de refletirem os efeitos das perturbações induzidas sobre o material aquando do processo de amostragem (típico de solos estruturados, como as argilas do substrato miocénico de Lisboa).

Assim, os parâmetros de deformabilidade obtidos foram multiplicados pelo referido fator corretivo, passando a ser da mesma ordem de grandeza de outros existentes na bibliografia para solos semelhantes (nomeadamente em Melo, 2008 e Carvalho, 2013, referentes às “Areolas da Estefânia” e às “Argilas e Calcários dos Prazeres”). Os resultados obtidos e que serão usados na modelação numérica da estação são indicados no Quadro 3.11.

Quadro 3.12- Parâmetros usados na modelação do comportamento dos solos do substrato miocénico, com os distintos módulos de deformabilidade corrigidos

Substrato miocénico – com correção	
ϕ (°)	35,0
c' (kPa)	50
ψ (°)	0
E_{50}^{ref} (MPa)	73,0
E_{oed}^{ref} (MPa)	73,0
E_{UR}^{ref} (MPa)	175,6
R_f	0,50
m	0,50
K_0^{NC}	0,426
ν_{UR}	0,20

A título de exemplo, apresenta-se igualmente a curva tensão deviatória – extensão axial que resulta da simulação de um dos ensaios triaxiais modelados (Figura 3.11). Neste caso, trata-se de um ensaio triaxial de compressão isotrópica, realizado por Marques (1998) numa amostra recolhida a 30.9 metros de profundidade, para uma tensão de confinamento de 403.3 kPa. Importa destacar o facto de o cálculo efetuado com os parâmetros de deformabilidade corrigidos apresentar, como seria espectável, uma rigidez bastante superior à da simulação do ensaio com os parâmetros iniciais

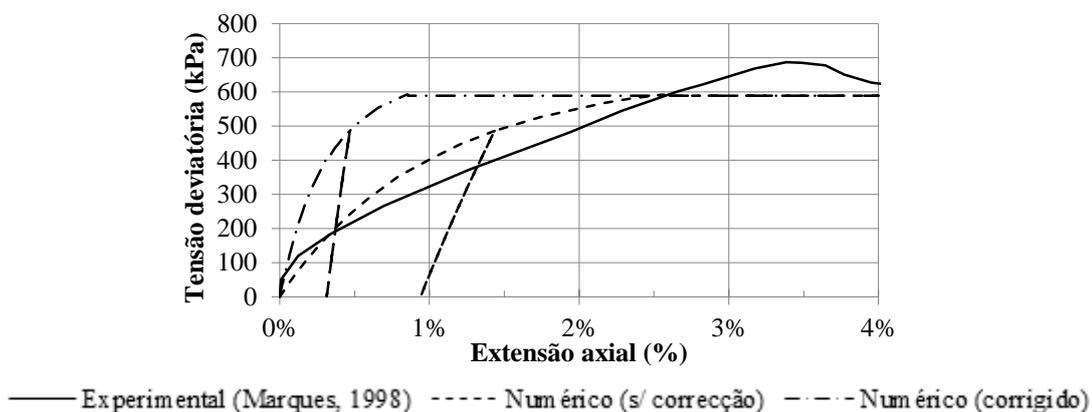


Figura 3.11– Resultados da modelação de um dos ensaios triaxiais levados em conta

4. RESULTADOS OBTIDOS

4.1. Análise paramétrica em tensões totais

O objetivo do estudo paramétrico que se apresenta é o de determinar a influência relativa de cada aspeto do projeto no comportamento da escavação. As análises foram efetuadas modelando o comportamento dos solos interessados de acordo com o MCM, em termos de tensões totais.

Assim, diversos cálculos numéricos foram efetuados, variando os seguintes parâmetros:

- i) Nível de pré-esforço instalado – 100%, 75%, 50%, 25% e 0% dos valores de projeto
- ii) Espessura da cortina – Cortina de estacas secantes com 1,5 metros de diâmetro e parede de forro com 0,8 metros de espessura, cortina de estacas secantes com 1,5 metros de diâmetro sem parede de forro, cortina de estacas secantes (1 metro de diâmetro) sem parede de forro (0,8 metros de espessura)
- iii) Profundidade do encastramento no substrato miocénico – 6 metros, 4 metros, 3 metros, 2 metros e encastramento nulo
- iv) Espessura da laje de jet-grouting – 5 metros, 3 metros e 1 metro
- v) Efeito conjunto da variação do nível de pré-esforço aplicado e da presença ou ausência da laje de jet-grouting

Importa referir que o cálculo tomado como termo de comparação (cálculo base) contempla a totalidade do pré-esforço aplicado, cortina de estacas secantes com diâmetro de 1,5 metros e parede de forro interna com 0,80 metros, 8 metros de encastramento no substrato miocénico e laje de jet grouting com 3 metros de espessura, de acordo com o esquema anteriormente apresentado na Figura 2.4 – Perfil transversal tipo da escavação na zona larga

4.1.1. Variação do nível de pré-esforço aplicado

A aplicação de diversos níveis de pré-esforço é, à partida, vantajosa para o controlo de movimentos associados a uma escavação em solos moles, por diversos motivos (Fernandes, 2010).

- i) Aumenta a rigidez efetiva das escoras, uma vez que permite fechar as folgas que inevitavelmente surgem entre o apoio e a cortina no caso da utilização de escoras sem qualquer pré-esforço aplicado.
- ii) Permite reverter os movimentos experimentados pela cortina, até determinada magnitude;
- iii) Facilita a realização das fases de escavação subsequentes.

Apresentam-se, se seguida, os resultados de uma análise paramétrica, em que, considerando todos os demais fatores idênticos à solução adotada em projeto, se modela o comportamento da estação, para cinco níveis distintos de pré-esforço aplicado (100%, 75%, 50%, 25%, 0% dos valores de projeto).

Tendo em consideração o enunciado no ponto i), apresentam-se, para o cálculo em que não se considera qualquer pré-esforço aplicado sobre as escoras, os resultados considerando a totalidade e metade da rigidez axial teórica das mesmas.

Os resultados obtidos vêm, de acordo com os diagramas apresentados de seguida (Figura 4.1), confirmar o enunciado por Fernandes (2010). Para comprovar a influência do nível de pré-esforço aplicado na resposta da cortina de contenção basta constatar que, entre dois cálculos consecutivos, se verifica uma variação de 10mm, no que aos deslocamentos à superfície diz respeito.

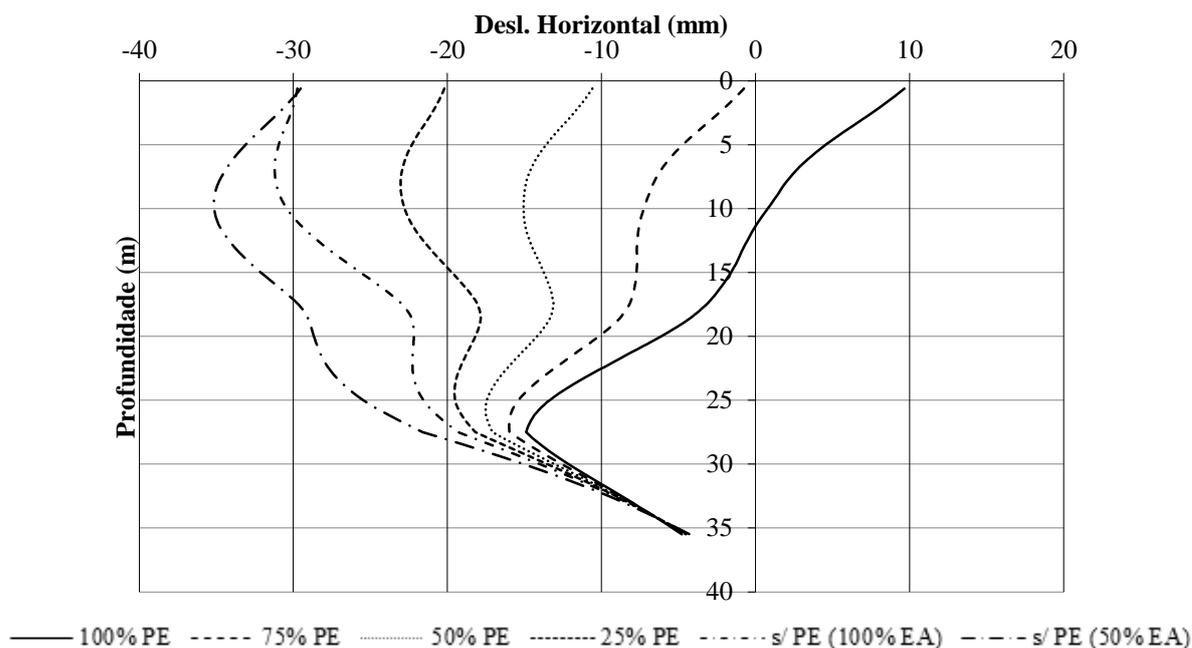


Figura 4.1 – Deslocamentos horizontais da cortina para diferentes níveis de pré-esforço

Como seria de esperar, os deslocamentos da cortina repercutir-se-ão ao nível dos assentamentos à superfície. Ainda que as previsões numéricas apresentadas na Figura 4.2 não representem a configuração típica de uma bacia de assentamentos, é possível verificar que a maiores níveis de pré-esforço estão associados menores assentamentos à superfície. É importante realçar que o pré-esforço aplicado no primeiro nível de escoras (apoiadas na viga de coroamento) é bastante menor que nas restantes, de forma a não provocar o levantamento

excessivo dos solos nas zonas mais próximas da cortina, o que, da mesma forma que os assentamentos excessivos, poderia colocar em causa a integridade dos edifícios adjacentes.

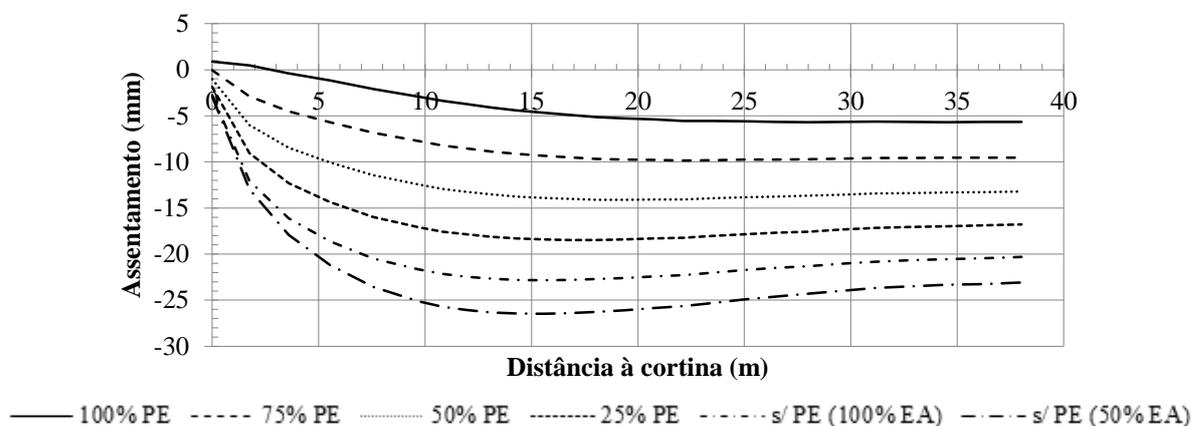


Figura 4.2– Assentamentos à superfície em função do nível de pré-esforço aplicado

Contudo, um dos problemas que pode advir da aplicação de um elevado nível de pré-esforço é o incremento dos esforços mobilizados na cortina de contenção periférica, principalmente junto dos apoios, nomeadamente esforço transversal e momento fletor, tal como se pode constatar nos diagramas de esforços que constam da Figura 4.3. Importa referir que, por se tratar de uma cortina escorada, em oposição ao que sucederia no caso de uma cortina ancorada, não se apresentam os diagramas de esforço axial, visto este ser de reduzida importância, já que é quase exclusivamente dependente do peso próprio da cortina.

Adicionalmente, e dada a importância relativa do nível de pré-esforço aplicado para o comportamento da obra, apresenta-se de seguida, na Figura 4.4, o diagrama das pressões de terras aplicadas na cortina no final da escavação, em comparação com o diagrama de impulso em repouso, variando o nível de pré-esforço aplicado.

Da interpretação dos resultados obtidos podemos concluir que, para a situação em que o pré-esforço é aplicado na sua totalidade, o diagrama de pressões na cortina quase se confunde com o diagrama de impulsos em repouso, dada a fraca expressão dos deslocamentos verificados, em resultado do importante nível de pré-esforço aplicado, o mesmo não sucedendo à medida que o nível de pré-esforço aplicado é progressivamente menor.

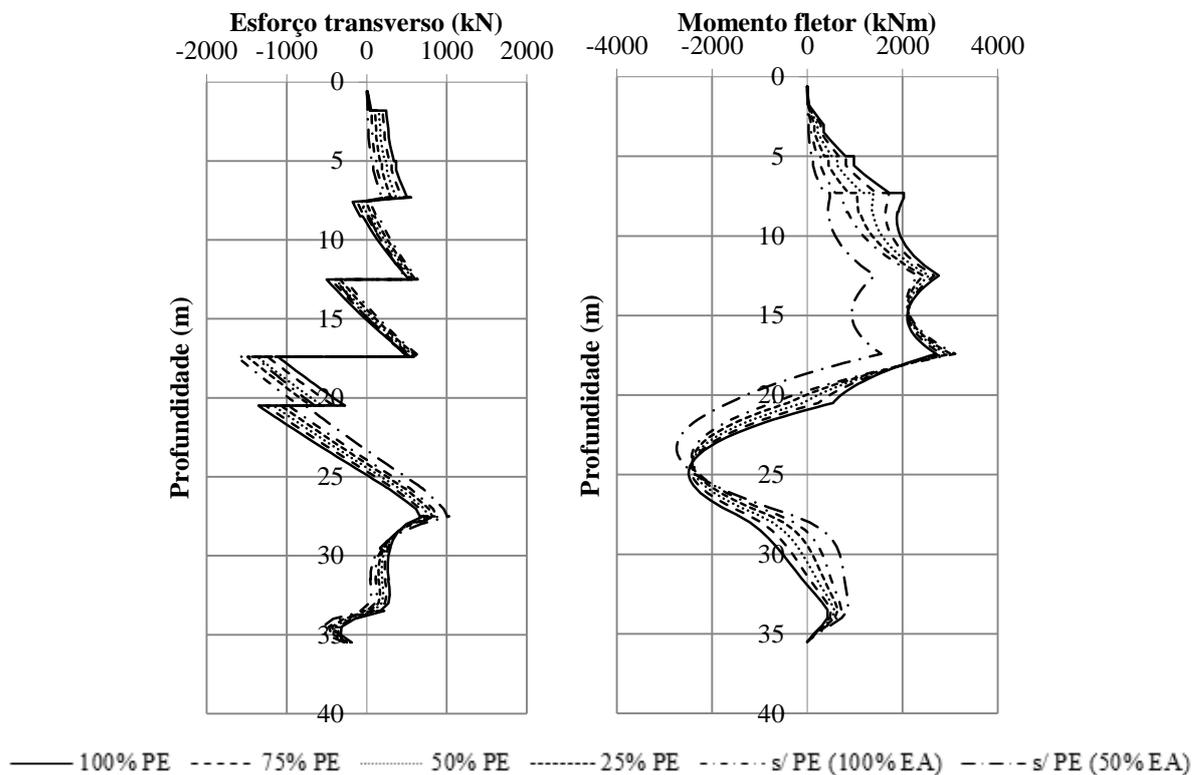


Figura 4.3 – Diagramas de esforço transverso e momento fletor mobilizados na cortina em função do nível de pré-esforço aplicado

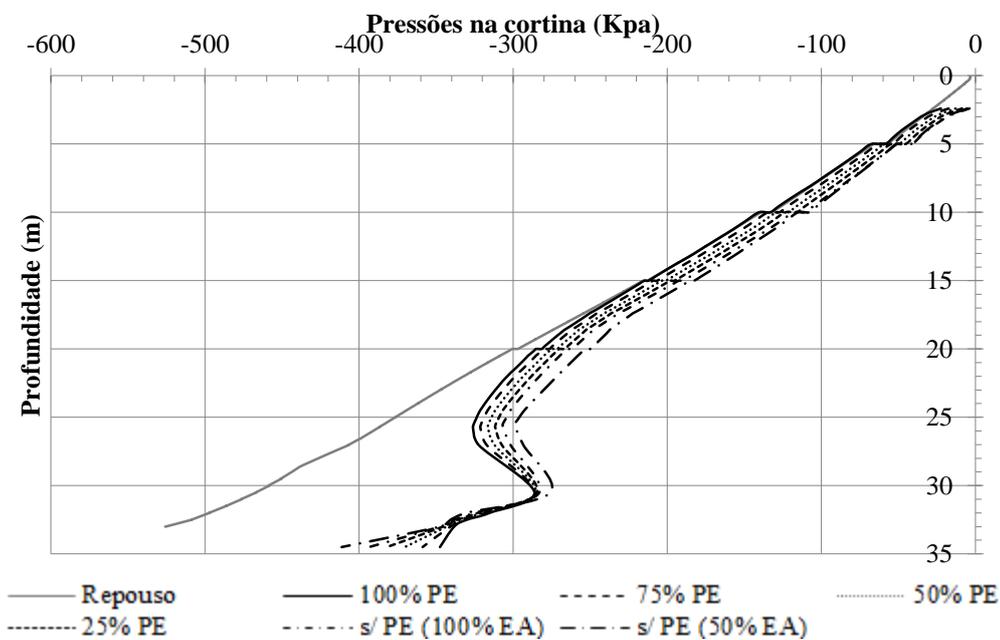


Figura 4.4 – Diagrama de pressões aplicadas na cortina de contenção em função do nível de pré-esforço aplicado

4.1.2. Variação da espessura da cortina de contenção periférica

A espessura da cortina de contenção periférica está diretamente relacionada com a sua rigidez. Ora, de acordo com Fernandes (2010) quanto maior a rigidez da cortina, menores serão os seus deslocamentos devidos à deformação da parede. Por outro lado, uma cortina com menor rigidez será mais suscetível ao efeito da aplicação do pré-esforço. Assim, será espectável que na zona de influência dos apoios, devido aos elevados níveis de pré-esforço aplicados, a cortina se deforme em sentido contrário à escavação, sucedendo o oposto na zona abaixo do último nível de escoras. Os resultados obtidos dos cálculos numéricos efetuados para diferentes configurações da cortina (cortina de estacas com 1,5 metros de diâmetro, com e sem forro e cortina de estacas com 1,0 metros de diâmetro sem forro) vêm corroborar esta previsão, de acordo com o que se pode constatar na Figura 4.5.

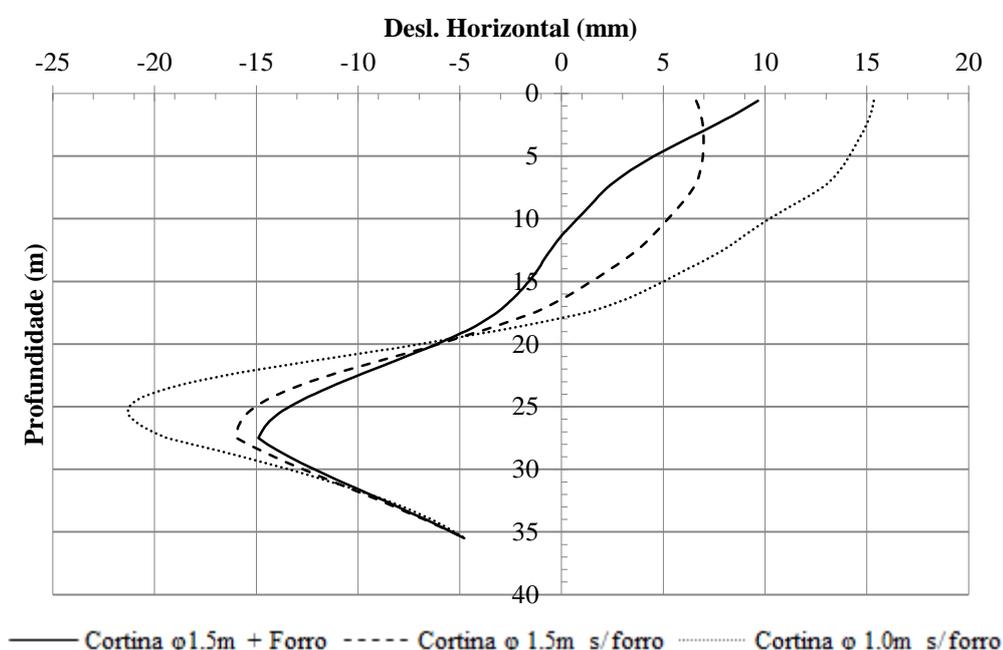


Figura 4.5 – Deslocamentos horizontais da cortina em função variação da sua espessura

Como seria de esperar, surgem, associados aos maiores deslocamentos da cortina, maiores assentamentos à superfície, conforme se pode constatar da análise dos resultados apresentados na Figura 4.6.

Por sua vez, os esforços mobilizados na cortina de contenção tenderão a diminuir à medida que a sua espessura diminui e a sua flexibilidade aumenta. Este efeito pode ser claramente observado nos diagramas de esforços, particularmente no diagrama de momentos fletores, apresentados na Figura 4.7.

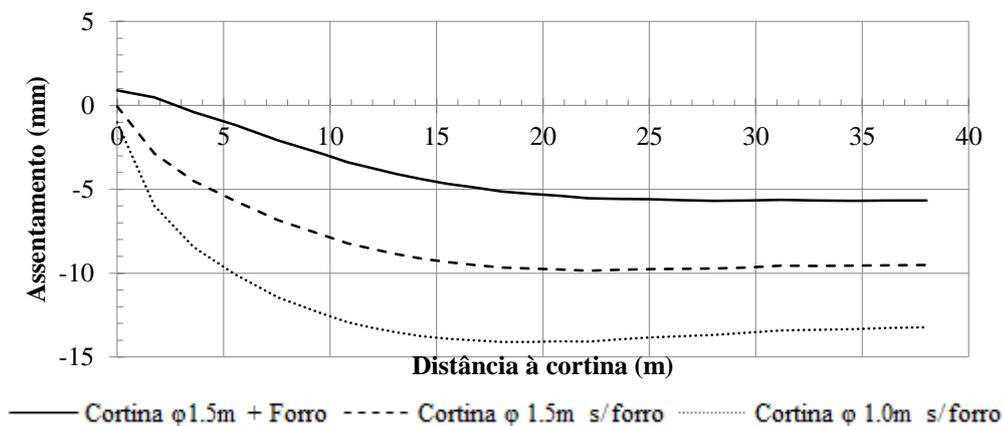


Figura 4.6 – Assentamentos à superfície em função da espessura da cortina de contenção

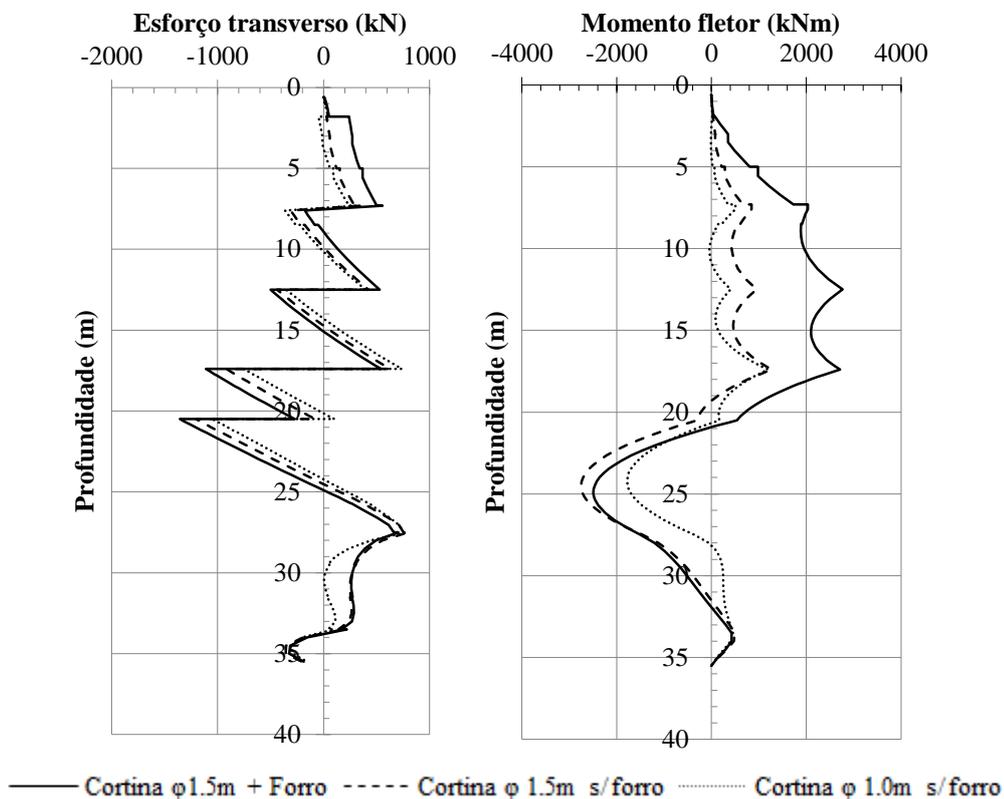


Figura 4.7 – Esforços mobilizados na cortina em função da sua espessura

4.1.3. Variação da profundidade do encastramento da cortina de contenção

Matos Fernandes (2010) afirma que o aumento da profundidade do encastramento em solo mais competente tende a minimizar a magnitude dos deslocamentos da cortina, sobretudo abaixo da base da escavação.

Contudo, e contrariamente ao que seria, à partida, de esperar, a variação deste fator não resulta num incremento substancial da deformação da cortina, de acordo com o observável na Figura 4.8, em que sem apresentam os resultados para profundidades de encastramento progressivamente menores. Esta situação pode ser justificada, nas modelações numéricas efetuadas, à luz das elevadas propriedades mecânicas dos solos do substrato miocénico. São apenas de salientar os elevados deslocamentos obtidos para o caso em que o encastramento é nulo, afastando-se das restantes modelações a partir dos 15 metros de profundidade e com valores extremamente elevados no pé da cortina.

Ora, uma vez que a deformação da parede não sofre variações à medida que se faz variar a profundidade do encastramento, também a magnitude dos assentamentos à superfície e dos esforços mobilizados na cortina será aproximadamente a mesma para todos os cálculos, à exceção da situação em que a cortina não penetra no substrato, motivo pelo qual se optou por não apresentar os respetivos diagramas.

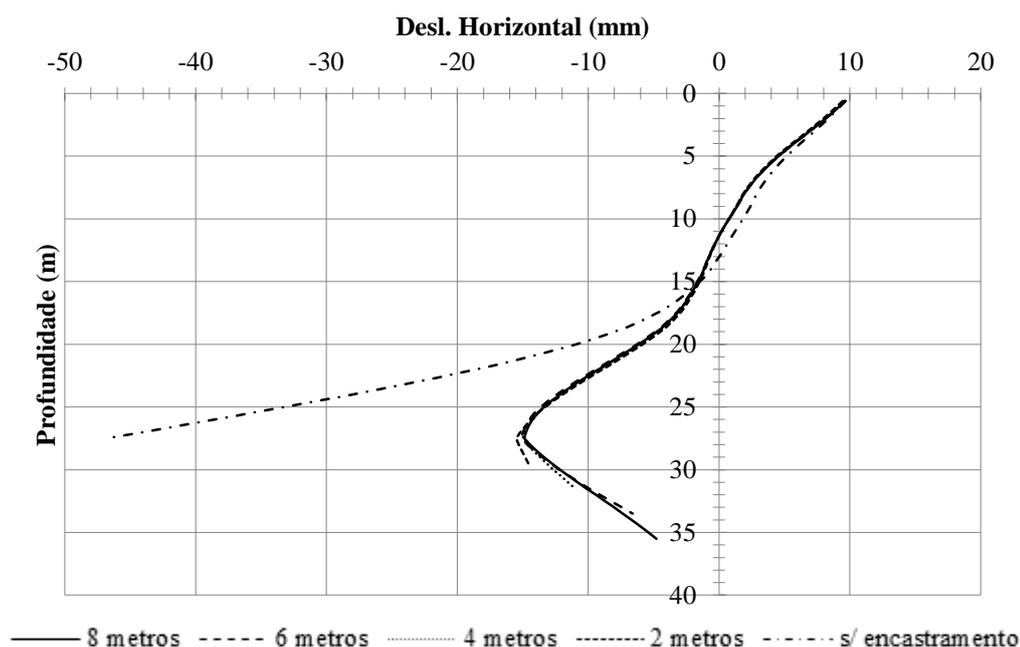


Figura 4.8 – Deslocamentos horizontais da cortina, em função da profundidade do encastramento

4.1.4. Variação da espessura da laje de jet-grouting

O suporte da cortina de contenção prévio à escavação por intermédio de tratamento do solo pode ser materializado mediante diversos métodos, de entre os quais o jet-grouting. De acordo com Matos Fernandes (2010) estas técnicas permitem minimizar os deslocamentos da cortina abaixo do nível da escavação, sendo particularmente eficazes se a distância entre o substrato e

a base da escavação for considerável. Segundo o mesmo autor, no caso de escavações profundas, estes tratamentos são mais proveitosos quando executados acima da base da escavação. Ora, é precisamente esta a situação que se verifica, no caso da estação em estudo, pelo que será de esperar uma melhoria significativa do comportamento da globalidade da estrutura de contenção da escavação. Este método foi igualmente empregue um pouco por todo o mundo, com particular incidência em países asiáticos, de que são exemplo escavações executadas em Shanghai (Tan e Li., 2011e Hu et al., 2003) e Singapura (Gaba, 1990; Sugawara et al., 2003 e Khoo et al., 1997).

Como se pode comprovar da análise da deformada da cortina de contenção, apresentada na Figura 4.9, a eficácia da laje de jet grouting é evidente, minimizando de sobremaneira os deslocamentos experimentados pela estrutura de contenção. É interessante constatar que o andamento da curva da deformada é abruptamente modificado quando se passa do caso em que a laje apenas apresenta um metro de espessura para a situação em que se opta por não considerar a referida laje. Este facto leva a crer que a execução de lajes recorrendo a este método podem, mesmo para reduzidas espessuras, ter uma grande influência no comportamento global de estruturas de contenção periférica. O efeito desta solução também se reflete nos valores dos assentamentos à superfície, como comprovam os resultados apresentados na Figura 4.10.

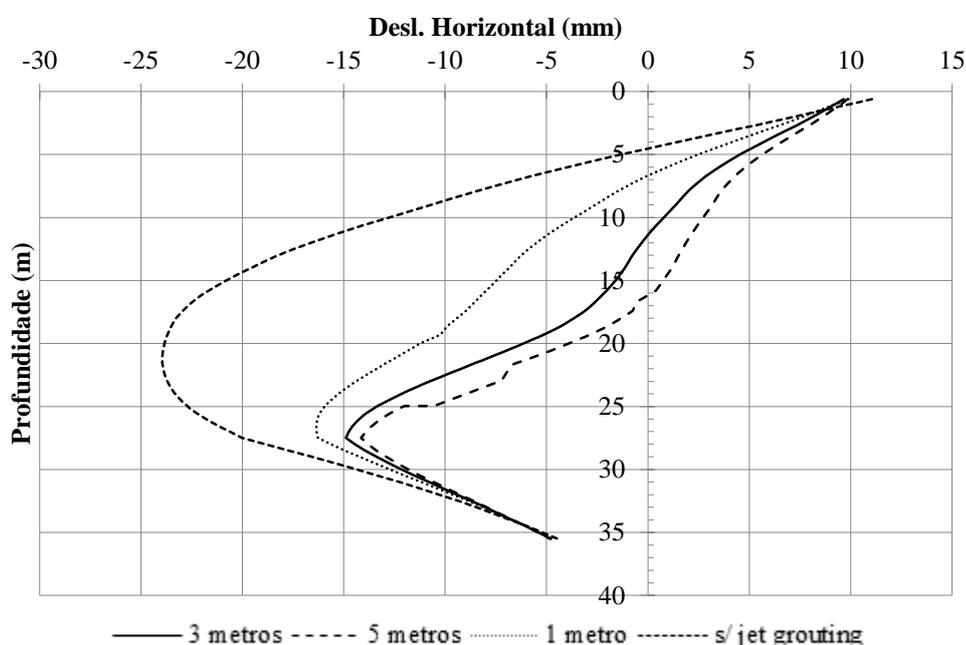


Figura 4.9 – Deslocamentos horizontais da cortina, em função da espessura da laje de jet-grouting

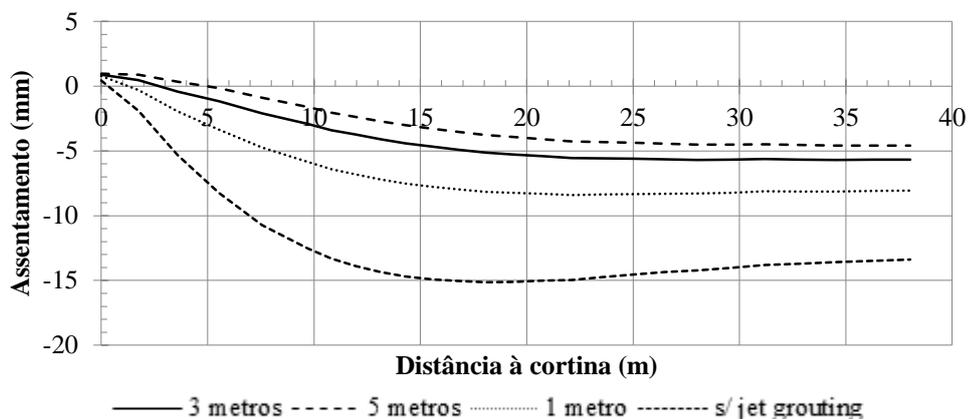


Figura 4.10 – Assentamentos à superfície, em função da espessura da laje de jet-grouting

Da análise dos diagramas de esforços apresentados de seguida (Figura 4.11), pode-se verificar que, à medida que se faz diminuir a espessura da laje de jet-grouting, diminui a rigidez do apoio por ela materializado, o que tem por consequência a geração de menores esforços na cortina de contenção periférica.

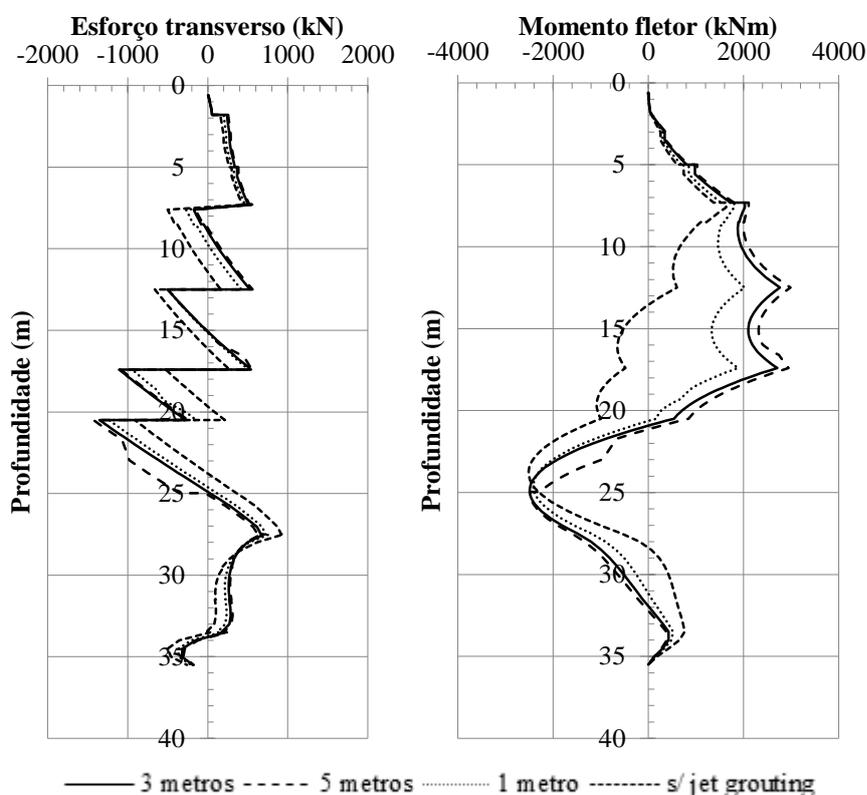


Figura 4.11 – Esforços mobilizados na cortina, em função da espessura da laje de jet-grouting

4.1.5. Análise do efeito conjunto da variação e do pré-esforço aplicado e da presença ou ausência da laje de jet-grouting

Do exame dos resultados anteriores, pode-se constatar que o nível de pré-esforço aplicado e a presença ou ausência da laje de jet-grouting são os fatores que desempenham o papel principal na resposta da estrutura de contenção. Deste modo, diversas análises foram efetuadas para distintos níveis de pré-esforço (0%, 25%, 50%, 75% e 100%), a fim de avaliar o seu efeito conjunto, no que aos deslocamentos horizontais diz respeito. Estes cálculos foram levados a cabo considerando ou desprezando a influência da laje de jet-grouting, o que perfaz um total de 10 análises numéricas.

Apresentam-se, na Figura 4.12, as diferentes configurações que são passíveis de ser apresentadas pela cortina de contenção, para a última etapa do faseamento considerado (de acordo com o indicado no Quadro 2.1), em função do nível de pré-esforço que lhes é aplicado. Importa referir que não são apresentados nem tomados como termo de comparação nas posteriores análises os resultados correspondentes ao caso de não haver qualquer pré-esforço aplicado nem se considerar a laje de jet-grouting, visto dar-se a rotura do solo no tardo da cortina.

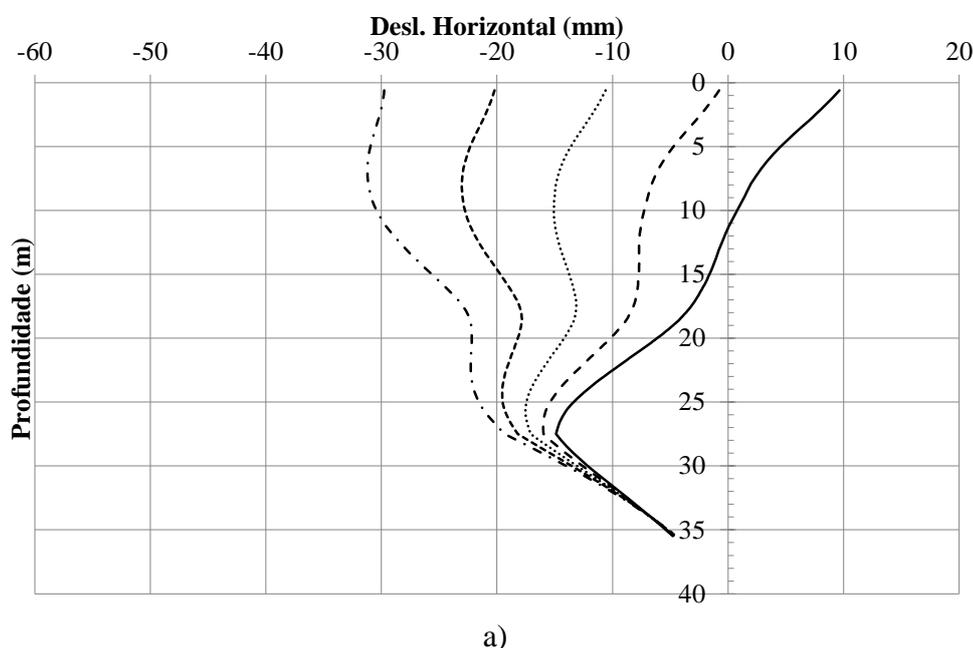


Figura 4.12 – Deslocamentos horizontais da cortina de contenção periférica: a) considerando a laje de jet-grouting; b) desprezando a laje de jet-grouting

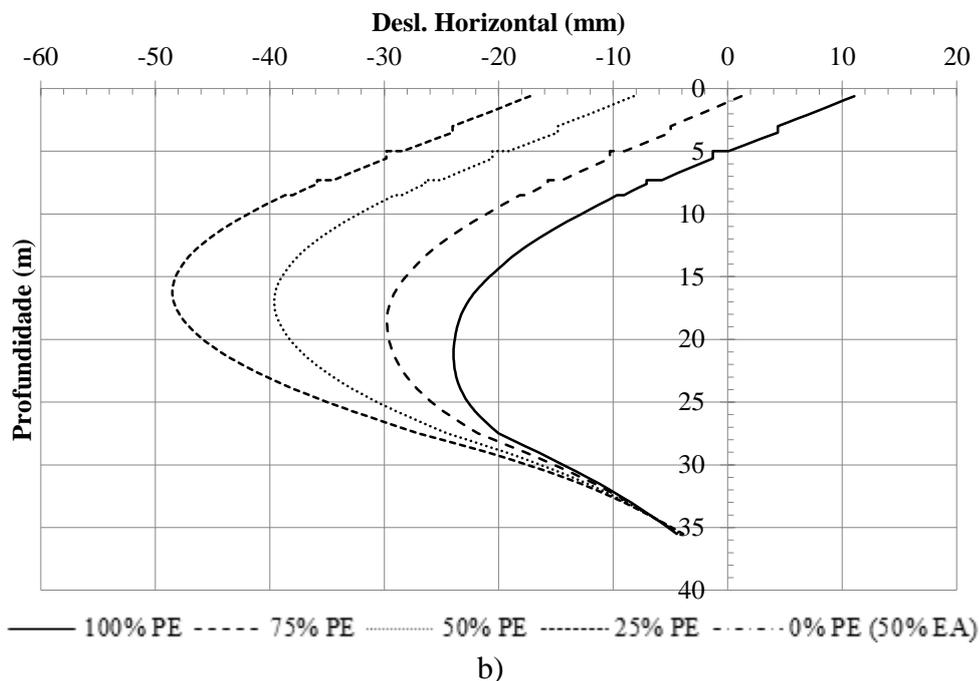


Figura 4.12 – Deslocamentos horizontais da cortina de contenção periférica: a) considerando a laje de jet-grouting; b) desprezando a laje de jet-grouting (continuação)

Por comparação entre os diagramas da Figura 4.12, pode-se constatar que as configurações deformadas da cortina de contenção, no caso de se considerar ou desprezar a laje de jet-grouting, são bastante distintas entre si. De facto, nota-se claramente, no gráfico b), a ausência do apoio materializado pela referida laje-escora, que tem por consequência a geração de maiores deformações, que, por sua vez, deixam de ser máximas à superfície para o passar a ser em profundidade, ao nível do equador do túnel.

Uma análise mais cuidada permite inclusivamente concluir que, de facto, para um mesmo incremento de pré-esforço, a melhoria ao nível da diminuição dos deslocamentos da cortina, quando acompanhado da execução de uma laje de jet-grouting, é cerca de 1.2 e 2.7 vezes superior no que aos deslocamentos horizontais à superfície e ao nível do equador do túnel diz respeito, respetivamente, como, aliás, se pode constatar do exame do Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Deslocamento horizontal relativo, para diferentes níveis de pré-esforço aplicado, em função de se considerar ou desprezar o efeito da laje de jet-grouting

		Nível de pré-esforço aplicado		
		75%	50%	25%
Considerando a laje de jet-grouting	Superfície	108%	210%	309%
	Equador do túnel	-79%	-157%	-234%
Desprezando a laje de jet-grouting	Superfície	89%	174%	256%
	Equador do túnel	-25%	-63%	-96%

4.1.6. Comparação de resultados

É interessante constatar, da análise dos resultados obtidos, que o fator que mais impacto tem na magnitude dos deslocamentos à superfície é a variação do pré-esforço aplicado em cada nível de escoras.

Por este motivo, torna-se indispensável um adequado controlo da aplicação de pré-esforço em obra, de forma a tentar minimizar o mais possível as perdas de pré-esforço que, apesar de inevitáveis, podem comprometer o sucesso de determinadas soluções construtivas. Ainda assim, a adoção de elevados níveis de pré-esforço deverá ser feita com a maior das precauções, sobretudo nos apoios localizados nos primeiros metros de escavação, sob pena de promover o levantamento do solo nas proximidades da cortina, o que pode traduzir-se em efeitos nefastos para os edifícios contíguos e poderá comprometer a sua segurança.

Importa ainda realçar o facto de, independentemente da sua espessura, a presença de uma laje de jet-grouting acima da base da escavação promover a contenção da cortina de estacas, por, desta forma, materializar um apoio numa fase anterior ao início da escavação. Desta forma, este constitui o segundo fator mais influente no comportamento da cortina de contenção.

É igualmente de salientar a importância de prever uma cortina de contenção suficientemente rígida, de forma a minimizar as deformações da mesma. Contudo, deverá ser tomado em linha de conta o facto de daí advir necessariamente a geração de esforços de maior expressão, nomeadamente esforço transversal e momento fletor.

4.2. Comparação dos resultados da modelação numérica com a observação em obra

Apresentam-se de seguida os resultados da modelação numérica efetuada, em comparação com os registos da observação em obra, a fim de avaliar a adequabilidade dos modelos mais complexos utilizados e dos parâmetros admitidos na modelação do comportamento da

estrutura em estudo, nomeadamente no que aos deslocamentos laterais de cortina, assentamentos à superfície e esforços nas escoras diz respeito.

4.2.1. Deslocamentos na cortina

A discussão de resultados que se segue tem por objetivo comparar as previsões dos modelos mais complexos anteriormente referidos com a envolvente dos deslocamentos efetivamente observados na cortina de contenção (obtida a partir dos registos de 6 inclinómetros instalados no interior da mesma).

Importa referir que as observações efetuadas em obra, e apresentadas de seguida, na Figura 4.13, se reportam aos deslocamentos da cortina verificados até Junho de 2003, pelo que, de acordo com o faseamento construtivo admitido (Subcapítulo 2.2), se reportam ao final da vigésima fase. Por conseguinte, as previsões numéricas apresentadas não dizem respeito ao final da escavação, mas sim à fase em questão.

Da análise da Figura 4.13 pode-se concluir que as previsões que resultam dos cálculos numéricos são bastante satisfatórias, tanto relativamente ao MCM como ao HSM e SSM. Deste modo, o comportamento previsto para a cortina é bastante semelhante ao observado em obra, aproximando-se bastante do limite inferior dos deslocamentos verificados. Ainda assim, é de salientar que os modelos mais complexos (HSM e SSM) permitem obter aproximações significativamente melhores, em comparação com o MCM.

A maior disparidade relativamente ao limite superior da envolvente de deslocamentos verificada em obra pode ser justificada pelo facto de a estimativa dos cálculos numéricos apresentados ser uma previsão otimista, em que não se consideram diversos fatores, de entre os quais se destacam as inevitáveis perdas de pré-esforço, ou alguns incidentes que possam ocorrer em obra e que se afastam dos procedimentos assumidos na modelação.

A título de comparação, apresentam-se ainda, igualmente para o final da vigésima fase de cálculo, os resultados da previsão numérica utilizando o HSM e SSM, mas, desta feita, não considerando o fator corretivo de Almeida e Sousa (1998), apresentado no Subcapítulo 3.4.3.2, nem o efeito da variação do grau de sobreconsolidação à superfície, discutida no Subcapítulo 3.4.3.1. O exame da Figura 4.13 permite concluir que, como seria de esperar, a deformação da cortina assumiria maior expressão, que não seria de todo semelhante à observação em obra, o que vem de certa forma justificar as opções tomadas na definição dos parâmetros de *input* dos modelos constitutivos utilizados.

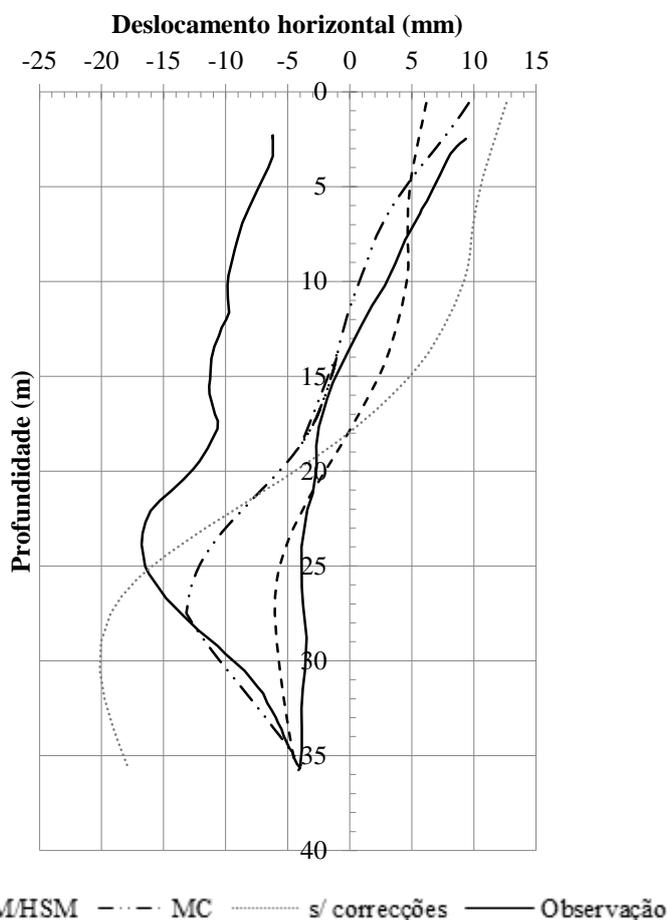


Figura 4.13 – Comparação das previsões numéricas para o deslocamento da cortina com a observação em obra

4.2.2. Assentamentos à superfície

A modelação numérica de escavações é muitas vezes preterida por não conseguir modelar corretamente os assentamentos à superfície na proximidade das cortinas de contenção, por não se verificar a progressiva atenuação dos deslocamentos, à medida que a distância à cortina aumenta (Mateus de Brito e Matos Fernandes, 2001), motivo pelo qual é usual recorrer-se a cálculos empíricos para aproximar as bacias de assentamentos expectáveis.

A observação da Figura 4.14 revela o fraco ajuste conseguido tanto pelo MCM como pela utilização combinada do SSM e HSM, o que vem de certa maneira confirmar o anteriormente exposto. Ainda assim é digno de destaque que a ordem de grandeza dos assentamentos previstos pelo modelo de Mohr-Coulomb não se afasta muito da observação em obra (apesar de amplificar a distância até à qual estes se propagam), o que leva a crer que, neste aspeto, constitui uma boa aproximação da realidade. De facto, é espectável que subestime os

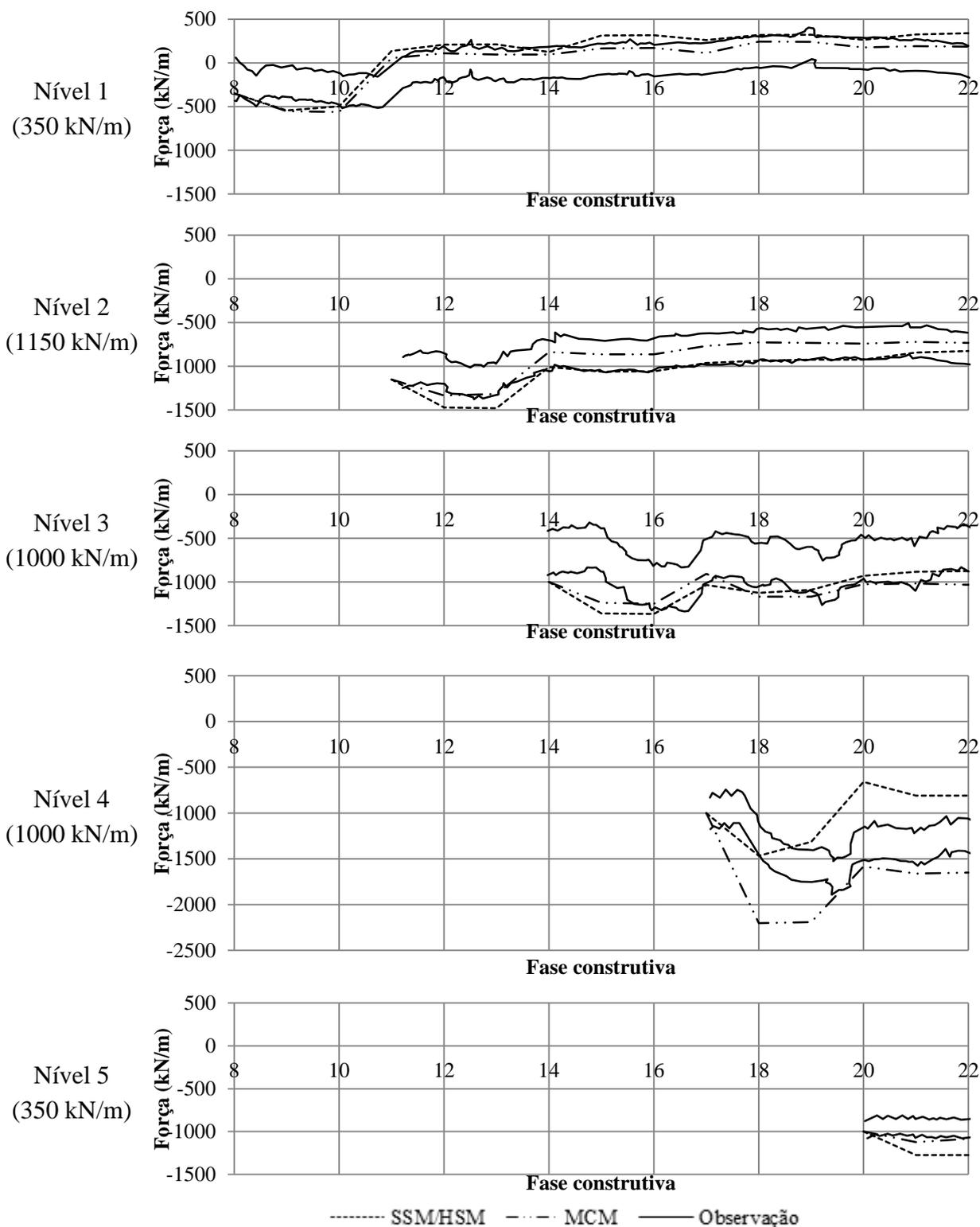


Figura 4.15 – Comparação das previsões numéricas para a evolução das forças aplicadas nos diversos níveis de escoras com os resultados da observação em obra

O exame dos diversos diagramas permite concluir que, no cômputo geral, os resultados da análise numérica se ajustam bastante bem à observação levada a cabo em obra, quer no caso da utilização do MCM quer na utilização combinada do SSM com o HSM, à exceção do quarto nível de escoras, onde a previsão numérica fica aquém do desejável, não sendo, de todo, balizada pela observação em obra. Ainda assim, apesar de a ordem de grandeza das forças aplicadas nas escoras não ser equiparável, o andamento da curva da observação é semelhante ao das previsões numéricas.

Adicionalmente, é de realçar que, conforme se pode constatar da análise da Figura 4.16, o diagrama de pressões aparentes no quarto nível de escoras ultrapassa em grande medida o dos restantes níveis. Esta situação é facilmente compreendida se atentarmos ao facto de aquele nível de escoras se localizar imediatamente acima da laje de jet grouting (conforme indicado na Figura 2.4). Ora, à medida que a escavação avança, grande parte dos esforços da cortina são descarregados na laje de jet grouting e, imediatamente após a quinta escavação, aquela em que se retira referida laje (fase 18), as tensões que ali estavam acumuladas tendem a migrar, por efeito de arco, para os apoios rígidos mais próximos que, no caso, são as escoras do quarto nível.

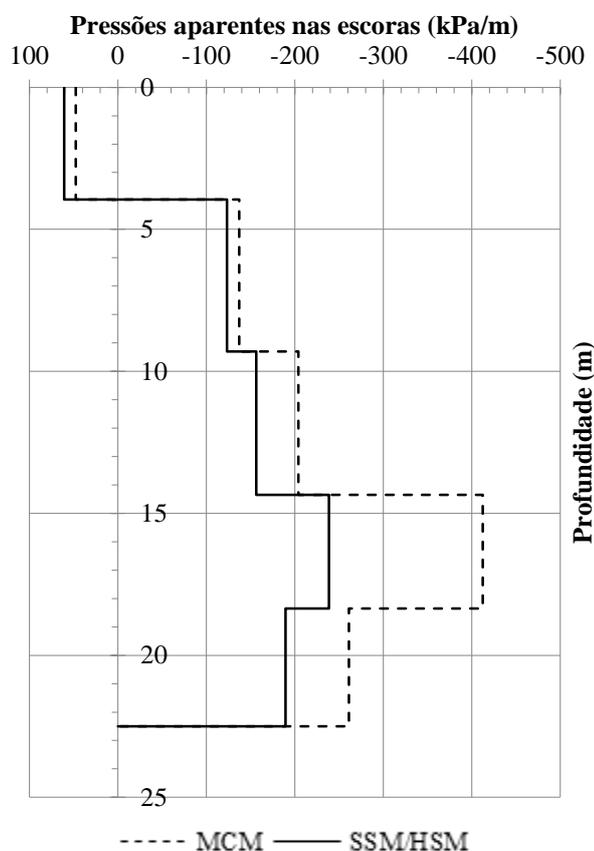


Figura 4.16 – Diagramas de pressões aparentes em cada nível de escoras

4.2.4. Envolvente de deslocamentos da cortina

Tendo em conta a grande discrepância entre o nível de pré-esforço de projeto e o efetivamente aplicado nos diversos conjuntos de escoras, crê-se pertinente uma nova previsão dos deslocamentos experimentados pela cortina de contenção. Assim, novos cálculos foram realizados, mas, desta feita, considerado o limite inferior do pré-esforço efetivamente aplicado em cada nível de escoras, com o propósito de obter uma previsão pessimista para o comportamento da cortina. Importa referir que, como se pode constatar na **Erro! A origem a referência não foi encontrada.**, a previsão pessimista apresentava deslocamentos demasiado elevados à superfície, pelo que se achou pertinente corrigir o valor do pré-esforço aplicado, que, em lugar de considerar o menor valor para cada nível, passou a levar em conta um valor intermédio. As análises numéricas efetuadas tiveram por base os modelos SSM e HSM e os seus resultados podem ser consultados na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**

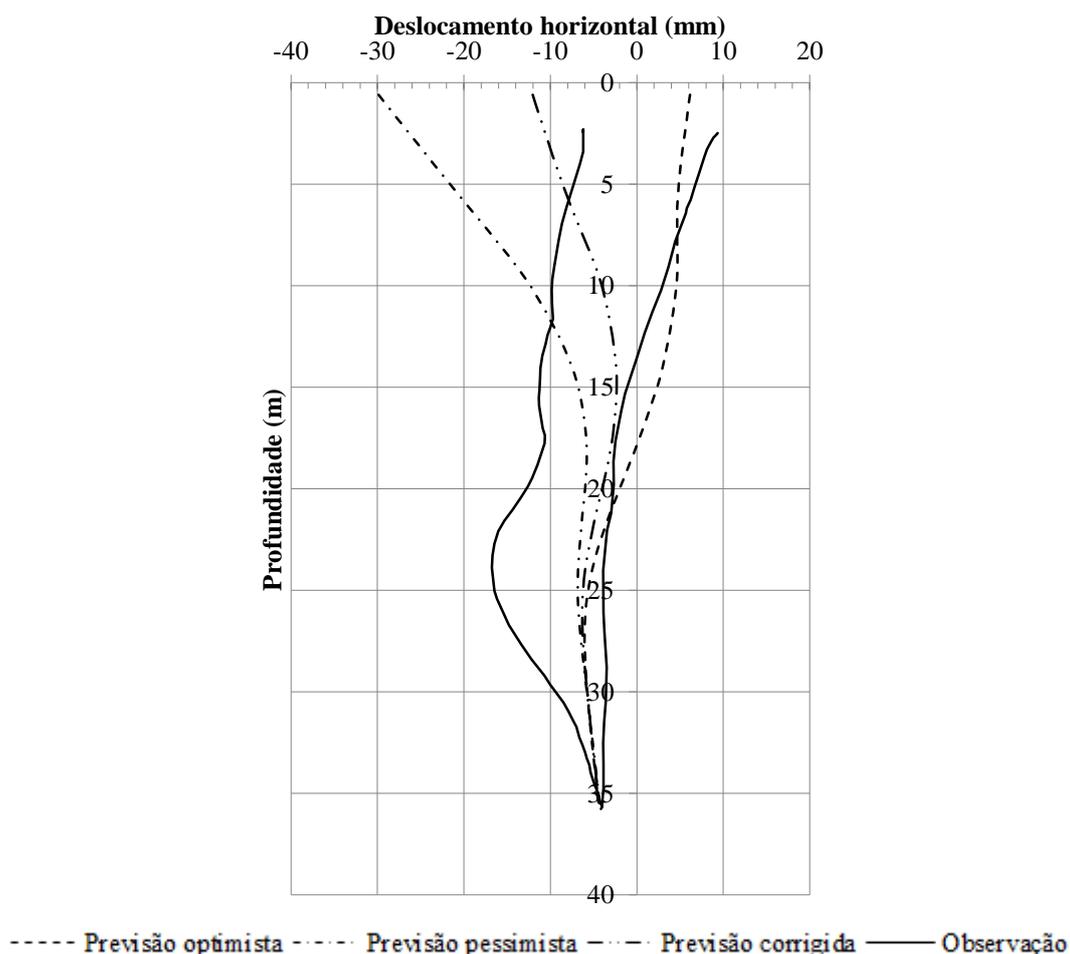


Figura 4.17 – Envolvente de deslocamentos da cortina, de acordo com o *Hardening Soil Model*

5. CONCLUSÕES

Finda a elaboração da presente dissertação, crê-se que todos os objetivos foram alcançados com sucesso e, tendo em conta os conhecimentos adquiridos com a realização do mesmo, existem algumas ilações que não podem deixar de ser assinaladas.

O primeiro objetivo dizia respeito à análise do projeto de execução da Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa. Conclui-se que os aspetos que mais se destacam são o elevado nível de pré-esforço aplicado, e a preconização da execução de uma laje-escora de jet grouting acima da base da escavação. É digno de menção o elaborado sistema de aplicação de pré-esforço, que minimizou as perdas que lhe estão inevitavelmente associadas, sobretudo nas escoras executadas a maior profundidade. É ainda intenção do autor destacar a preponderância assumida pela laje de jet-grouting na minimização dos deslocamentos horizontais da cortina, independentemente da sua espessura.

A análise do comportamento da estação revela, apesar das complicadas condicionantes ao projeto e dos incidentes ocorridos antes e durante a execução da obra, o sucesso da solução preconizada no projeto de execução da estação. De facto, os deslocamentos observados na cortina de contenção periférica e os consequentes assentamentos à superfície foram bastante bem controlados, não se tendo verificado danos relevantes nos frágeis edifícios vizinhos.

Por sua vez, relativamente ao segundo objetivo, com o qual se pretendia a avaliação da adequabilidade de modelos constitutivos mais complexos à obra em estudo, pode-se concluir que estes permitem descrever de modo mais correto determinados aspetos do comportamento da estação, nomeadamente no que aos deslocamentos experimentados pela cortina e aos esforços mobilizados nas escoras diz respeito. Contudo, não pode deixar de ser destacado o fraco ajuste com que se modelaram os assentamentos espectáveis à superfície, nas proximidades da cortina de contenção, para os quais o modelo elástico perfeitamente plástico oferece previsões francamente mais ajustadas, ainda que substancialmente distantes da realidade.

É ainda importante realçar que modelos mais simples, com o modelo elástico perfeitamente plástico, permitem descrever de forma bastante satisfatória o comportamento da obra em estudo, não se afastando demasiado da realidade e apresentando como principais vantagens a necessidade de menor número de parâmetros de *input*, sendo estes mais fáceis de ajustar. Por sua vez, também a prospeção geotécnica necessária para a sua definição não necessita de ser

tão minuciosa. Importa ainda referir que o cálculo com estes modelos é muito mais rápido, por ser computacionalmente menos exigente.

5.1. Propostas de desenvolvimento de trabalhos futuros

Finalizado este trabalho e levando em linha de conta as ilações que dele se podem retirar, sugerem-se, diversos tópicos que, na opinião do autor, representam propostas interessantes a desenvolver futuramente, no âmbito do tema estudado.

A primeira proposta diz respeito ao estudo de alternativas que poderiam ter sido usadas para suportar provisoriamente a cortina de contenção, em lugar da laje-escora de jet-grouting a que se recorreu no caso da Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa. Deste modo, sugere-se o desenvolvimento de uma detalhada revisão bibliográfica, a fim de compilar e comparar as diversas técnicas existentes. Seria igualmente interessante acompanhar o referido estudo de análises numéricas, com o objetivo de testar em que medida estas técnicas teriam sido mais ou menos eficazes no controlo dos deslocamentos da cortina de contenção da obra em estudo. Da informação recolhida antes do início deste trabalho destacam-se, entre outras, a possibilidade de conter provisoriamente a cortina com recurso a painéis de cutter-soil-mixing (vulgo CSM) ou a execução de paredes moldadas abaixo da base da escavação, de acordo com o Método de Oslo. Seria ainda interessante verificar em que medida o congelamento de solos seria um método eficaz para minimizar a indução de assentamentos à superfície.

Outro aspeto interessante de estudar seria a execução de uma parametrização mais detalhada dos solos interessados na estação, usando, para o efeito, dados de prospeção geotécnica mais minuciosos e propositadamente recolhidos para tal. Deste modo, seria, interessante redefinir os dados de input dos modelos mais complexos, nomeadamente os seus parâmetros de deformabilidade, para, em conjunto com os resultados da observação, verificar se seria possível de forma precisa o comportamento de cada um dos perfis transversais da estrutura de suporte da escavação.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abrantes, A. (2008). “Problemas de consolidação na construção de aterros sobre solos moles”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil - Universidade de Aveiro
- Alves, R. (2011). “Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa
- Almeida e Sousa, J. (1998) “Túneis em Maciços Terrosos – Comportamento e modelação numérica”. Dissertação de doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
- Amaral, M.J.S. (2006). “Análise dos Resultados de Observação dos Túneis do Metropolitano de Lisboa”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Carvalho, F. (2013) “Soluções de escavação e contenção periférica – Parque de Estacionamento Alves Redol” Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa
- Coelho, P. (2000). “Caracterização Geotécnica de Solos Moles – Estudo do local experimental da Quinta da Forja (Baixo Mondego)”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra
- Cruz, E.M.R.S.R. (2006). “Aspectos construtivos em obras de contenção periférica de grandes escavações: o caso de estudo da Estação de Metropolitano do Terreiro do Paço”. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Construção. Universidade Técnica de Lisboa – Instituto Superior Técnico
- Dias, H. (2013). “Uma Contribuição para Conhecimento de Âncoras em Leitos Marinhos Arenosos para Estruturas Flutuantes”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto
-

- Gaba, A. R. (1990). "Jet grouting at Newton Station Singapore". Proc. 10th Southeast Asian Geotech. Conf., Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering, Taipei, Taiwan, 77-79
- Gomes, P. (2009). "Cortinas Escoradas para Suporte de Escavações". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- "Jet Grouting". Hayward Baker inc., Keller Group. Pub number 632 (2011)
- Hu, Z. F.; Yue; Z. Q.; Zhou, J.; Tham, L. G. (2003). "Design and construction of a deep excavation in soft soils adjacent to the Shanghai Metro tunnels". Canadian Geotechnical Journal 40: 933-948
- Khoo, K. S., Orihara, K., Egi, F., Arii, T., Yakamoto, K. (1997) "Excavation with soil berm improved by jet grout piles" Proc. 3rd Asian Young Geotech. Engrs.
- Karstunen, M. "Hardening Soil Model". University of Strathclyde
- Laranjo, M. (2013). "Argilas Miocénicas de Lisboa – Parametrização para o Dimensionamento de Estruturas Geotécnicas". Tese de Douturamento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Lopes, P. (2011). "Colunas de brita no melhoramento de solos moles". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Departamento de Geociências – Universidade de Aveiro
- Marques, F.E.R. (1998) "Análise do comportamento de um túnel aberto nas formações miocénicas de Lisboa". Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade de Coimbra
- Matos Fernandes, M. (2010). "XXIII Manuel Rocha Lecture. Deep Urban Excavations in Portugal: Practice, Design, Research and Perspectives". Soils and Rocks v. 33, n.3
- Matos Fernandes, M., Silva Cardoso, A., e Mateus de Brito, J. (1999). "Metropolitano de Lisboa: Estação Terreiro do Paço – Estrutura de Suporte da Escavação".
-

Matos Fernandes, M.; Mateus de Brito, J. (2006). “Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: concepção, previsões de projeto e desempenho”. Anais do III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Curitiba, Brasil, p21-37

Matos Fernandes, M. e Mateus de Brito, J. (2001) “Nota Técnica – Estação Terreiro do Paço – Avaliação da solução para a contenção provisória da escavação sem recurso a laje de jet grouting”

Melo, P. (2008) “Caracterização da Formação “Areolas da Estefânia” a partir da Modelação Numérica do Ensaio Pressiométrico”. Geotecnia, Revista Luso Brasileira de Geotecnia, nº113, p5-21

Metrobits @ (16-04-2014) <http://mic-ro.com/metro/table.html>

MetroLisboa @ (20-04-2014). <http://www.metrolisboa.pt/empresa/um-pouco-de-historia/cronologia/>. Metropolitano de Lisboa (site oficial)

MetroLisboa @ (20-03-2014). <http://www.metrolisboa.pt/informacao/planear-a-viagem/diagrama-e-mapa-de-rede/>. Metropolitano de Lisboa (site oficial)

MetroLisboa @ (16-04-2014). http://www.metrolisboa.pt/wp-content/uploads/Projectos_expans%C3%A3o-Metro_julho2012. Metropolitano de Lisboa (site oficial)

Glough, G. and O’Rourke, T. (1990). “Construction induced movements of in-situ walls”. Design and Performance of Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication 25, p. 439-470

Pereira, C. D. Dias (2008). “Aplicação de jet-grouting em escavações profundas em solos moles”. Dissertação para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil– Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

PLAXIS User’s Manual – Version 6. (1995). PLAXIS B. V., Netherlands

PLAXIS Material Models Manual. (2011). PLAXIS B. V., Netherlands

Rodrigues, D.F.N. (2009). “Jet grouting – controlo de qualidade em terrenos do miocénico de Lisboa”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica (Geotecnia) – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

- Salgado, Francisco (2014). “Geotecnia em obras de reabilitação e reparação: incidente no túnel do Metropolitano no Terreiro do Paço em Junho de 2000”. XIV Congresso Nacional de Geotecnia
- Sanches, S. (2012). “Reforço de Solos Moles de Fundação de Aterro em Deep Soil Mixing. Modelação de Caso de Estudo”. Dissertação para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Sugawara, S., Shigenawa, S., Gotoh, H., Hosoi, T. (1996) “Large scale jet grouting for pre-strutting in soft clay.” Proc., 2nd Int. Conf. on Ground Improvement Geosys.: Grouting and Deep Mixing, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 353-356
- Surarak, C.; Likitlersuang, S.; Wanatowski, D; Balasubramaniam, A.; Oh, E.; Guan, H. (2012). “Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays” Soils and Foundations n°52 v.4
- Tan, Y.; Li, M. (2011). “Measured performance of a 26 m deep top-down excavation in downtown Shanghai”. Canadian Geotechnical Journal 48:704-719
- The Economist @ (16-04-2014) <http://www.economist.com/news/business/21569059-subways-are-spreading-fast-going-underground>