

APLICAÇÃO DE *JET-GROUTING* EM ESCAVAÇÕES PROFUNDAS EM SOLOS MOLES

CARLOS DUARTE DIAS PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Manuel de Matos Fernandes

FEVEREIRO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ mipec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha Família
e à Joana

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar os seus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que contribuíram para a elaboração deste trabalho, em especial:

- Ao Professor Doutor Manuel de Matos Fernandes, orientador científico desta dissertação, por ter tornado este estudo possível, pelo empenho e entusiasmo com que o acompanhou e pela disponibilidade demonstrada a cada instante;
- A toda a secção de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, principalmente aos Professores António Viana da Fonseca e António Topa Gomes, que sempre me ajudaram a ultrapassar eventuais interrogações;
- Ao Professor Nuno Guerra pela colaboração prestada para a elaboração da versão final;
- Aos amigos de Geotecnia e de toda a Faculdade que através do seu companheirismo, ajuda e amizade permitiram, também, a realização deste trabalho;
- Ao Metropolitano de Lisboa pela autorização da utilização de alguns dados referente à Estação Terreiro do Paço;
- À empresa Teixeira Duarte pela disponibilização dos custos associados à metodologia de tratamento de solos pelo *jet-grouting*.

Quer o autor por fim expressar o seu profundo agradecimento à sua Família, e também à Joana, por todo o apoio e compreensão que sempre souberam demonstrar.

RESUMO

Com o presente estudo pretende contribuir-se para o conhecimento do comportamento de escavações profundas suportadas por cortinas escoradas em solos argilosos de baixa resistência. Para além da consulta à bibliografia da especialidade, o trabalho consistiu essencialmente na realização de um grande número de análises por elementos finitos com o programa de cálculo automático PLAXIS[®], e tendo como cenário geotécnico de referência o da Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa. O comportamento de escavações profundas em solos argilosos moles é abordado, com destaque para os movimentos associados à escavação. As técnicas *jet-grouting*, *deep soil mixing* e *compaction grouting* para melhoramento dos solos são sucintamente apresentadas, bem como exemplos da sua aplicação em escavações em solos moles.

São modeladas duas escavações por via do método dos elementos finitos, procurando-se avaliar o efeito do pré-esforço do escoramento e do melhoramento do solo do lado da escavação no controlo dos deslocamentos. Estuda-se a vantagem de usar no primeiro nível um elemento tipo escora-tirante, que possa suportar quer esforços de compressão, quer esforços de tracção, estes últimos induzidos por elevados pré-esforços dos níveis subsequentes.

A melhor posição, em altura, a atribuir ao horizonte de solo tratado é considerada. É proposta uma metodologia para o efeito, a partir dos resultados de um número substancial de simulações numéricas, envolvendo escavações e maciços com distintas profundidades.

Indica-se ainda uma solução alternativa para uma das escavações estudadas em que combinando o uso de dois níveis de solo tratado, um acima e outro abaixo da base de escavação, com elevado pré-esforço do escoramento, se chega a uma solução com deslocamentos praticamente nulos da cortina e da superfície.

Por último, são extraídas as mais relevantes conclusões e apontadas algumas linhas de desenvolvimento futuro da investigação no tema.

PALAVRAS-CHAVE: Escavações profundas, solos moles, *jet-grouting*, movimentos induzidos, análise por elementos finitos.

ABSTRACT

The aim of the present study is to contribute to the knowledge on the behaviour of the braced deep excavations in soft clayey soils. Besides the study of the bibliography, the work essentially consisted of the accomplishment of a great number of finite elements analyses with the automatic program calculation PLAXIS[®], taking as a geotechnical reference scenario the site of Terreiro do Paço Station of the Metropolitano de Lisboa. The behaviour of deep excavations in soft soils is studied, focusing on the movements of the soil caused by the excavation. The ground improvement methods such as jet-grouting, deep soil mixing and compaction grouting are briefly presented, as well as some examples of their applications in soft soils excavations.

Two excavations are modelled by the finite element method, in order to evaluate the effect of the struts prestress and the improvement of the soil inside the excavation, on the displacements control.

Developing these thematic, it is studied the advantage of using in the first level an element tie-strut, which can support compression and tensile axial forces, the latter induced by the high prestresses forces of the subsequent struts levels.

The best position of the treated soil horizon in terms of the soil profile is taken into account. It is also proposed a method to evaluate that position which was based in a great number of numerical simulations involving excavations and soil masses at different depths.

It is also indicated an alternative solution for one of the studied excavations, combining two levels of treated soil, one above and other below the excavation base, with high prestresses forces in struts. A solution is achieved whose wall and surface displacements are practically null.

Finally, some general conclusions are extracted and further research guidelines, related to this subject, are suggested.

KEYWORDS: Deep excavations, soft clays, jet-grouting, induced movements, finite elements analyses.

Índice do texto

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
2. ESCAVAÇÕES EM SOLOS ARGILOSOS MOLES	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. IMPORTÂNCIA DA ALTURA ENTERRADA DA CORTINA	4
2.2.1. INFLUÊNCIA DA ADESÃO SOLO-ESTRUTURA E DA ALTURA ENTERRADA DA PAREDE NOS DESLOCAMENTOS	6
2.3. ESTABILIDADE DA BASE EM ESCAVAÇÕES PROFUNDAS	10
2.3.1. A SOLUÇÃO DO METRO DE OSLO	13
2.4. DESLOCAMENTOS	14
2.5. MELHORAMENTO DOS SOLOS PARA A REALIZAÇÃO DE ESCAVAÇÕES PROFUNDAS	16
2.5.1. INTRODUÇÃO	16
2.5.2. JET-GROUTING	16
2.5.3. DEEP SOIL MIXING	19
2.5.4. COMPACTION GROUTING	22
2.5.5. ALGUNS RESULTADOS EXISTENTES NA BIBLIOGRAFIA RELATIVOS A ESCAVAÇÕES COM PRÉVIO TRATAMENTO DOS SOLOS	23
2.5.5.1. Utilizando a técnica DSM (Deep Soil Mixing)	23
2.5.5.2. Utilizando a técnica compaction grouting	26
2.5.5.3. Utilizando a técnica jet-grouting	30
2.6. ÍNDICE DE MELHORAMENTO DE SOLOS ARGILOSOS MOLES	32
2.7. QUADRO RESUMO	38
3. CONTROLO DOS MOVIMENTOS ASSOCIADOS A ESCAVAÇÕES EM SOLOS MOLES	41
3.1. INTRODUÇÃO	41
3.2. APRESENTAÇÃO DO ESTUDO NUMÉRICO EFECTUADO	42
3.2.1. ESCAVAÇÕES CONSIDERADAS	42
3.2.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DO MACIÇO	43

3.2.3.	ESTRUTURAS DE SUPORTE CONSIDERADAS	44
3.2.4.	FASEAMENTO CONSTRUTIVO	48
3.2.4.1.	Escavação 1	48
3.2.4.2.	Escavação 2	51
3.2.5.	CÁLCULOS EFECTUADOS	52
3.3.	ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ESCAVAÇÃO 1	54
3.3.1.	ESCORAMENTO CONVENCIONAL – CÁLCULOS A A I	54
3.3.1.1.	Deslocamentos	54
3.3.1.2.	Esforços estruturais	57
3.3.1.3.	Pressões de terras.....	63
3.3.2.	UTILIZAÇÃO DE UMA VIGA DE SUPORTE À LAJE DE COBERTURA EM SUBSTITUIÇÃO DO PRIMEIRO NÍVEL DE ESCORAS – CÁLCULOS FV A IV	64
3.3.2.1.	Introdução	64
3.3.2.2.	Deslocamentos	65
3.3.2.3.	Esforços estruturais	66
3.3.3.	UTILIZAÇÃO DE ESCORA-TIRANTE NO PRIMEIRO NÍVEL DO ESCORAMENTO – CÁLCULOS FT A IT	68
3.3.3.1.	Introdução	68
3.3.3.2.	Deslocamentos	68
3.3.3.3.	Esforços estruturais	69
3.3.3.4.	Pressões de terras.....	71
3.3.4.	UTILIZAÇÃO DE JET-GROUTING – CÁLCULOS AJ A FJ	73
3.3.4.1.	Introdução	73
3.3.4.2.	Deslocamentos	73
3.3.4.3.	Esforços estruturais	77
3.3.4.4.	Pressões de terras.....	82
3.3.4.5.	Variação da espessura da “laje” de jet-grouting.....	82
3.3.4.6.	Escavação com quatro níveis de escoras	85
3.4.	ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ESCAVAÇÃO 2	87
3.4.1.	ESCORAMENTO CONVENCIONAL – CÁLCULOS A A I	87
3.4.1.1.	Deslocamentos	87
3.4.1.2.	Esforços estruturais	92
3.4.1.3.	Pressões de terras.....	97

3.4.2.	UTILIZAÇÃO DE UMA VIGA DE SUPORTE À LAJE DE COBERTURA EM SUBSTITUIÇÃO DO PRIMEIRO NÍVEL DE ESCORAS – CÁLCULOS FV A IV	97
3.4.2.1.	Introdução.....	97
3.4.2.2.	Deslocamentos.....	98
3.4.2.3.	Esforços estruturais.....	100
3.4.2.4.	Pressões de terras	101
3.4.3.	UTILIZAÇÃO DE ESCORA-TIRANTE NO PRIMEIRO NÍVEL DO ESCORAMENTO – CÁLCULOS FT A IT	102
3.4.3.1.	Introdução.....	102
3.4.3.2.	Deslocamentos.....	102
3.4.3.3.	Esforços estruturais.....	104
3.4.3.4.	Pressões de terras	106
3.4.4.	UTILIZAÇÃO DE JET-GROUTING – CÁLCULOS AJ A FJ	107
3.4.4.1.	Introdução.....	107
3.4.4.2.	Deslocamentos.....	107
3.4.4.3.	Esforços estruturais.....	112
3.4.4.4.	Pressões de terras	116
3.4.4.5.	Escavação com seis níveis de escoras.....	117
3.5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	118
4.	ESTUDO SOBRE O NÍVEL MAIS CONVENIENTE PARA A “LAJE” DE SOLO TRATADO	121
4.1.	INTRODUÇÃO	121
4.2.	POSIÇÃO ÓPTIMA DA “LAJE” DE JET-GROUTING DAS ESCAVAÇÕES DO CAPÍTULO ANTERIOR.....	122
4.2.1.	ESCAVAÇÃO 1	122
4.2.2.	ESCAVAÇÃO 2	126
4.3.	GENERALIZAÇÃO DO ESTUDO DO POSICIONAMENTO DA “LAJE”	129
4.3.1.	INTRODUÇÃO	129
4.3.2.	CARACTERÍSTICAS DAS ESCAVAÇÕES ESTUDADAS	129
4.3.3.	ESCAVAÇÃO E 12	133
4.3.4.	ESCAVAÇÃO E 18	135
4.3.5.	ESCAVAÇÃO E 25,7	137
4.3.6.	ESCAVAÇÃO E 32	139
4.3.7.	ESCAVAÇÃO E 38	142

4.4. CONCLUSÃO	145
5. SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA A ESCAVAÇÃO 2	147
5.1. INTRODUÇÃO	147
5.2. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	147
5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	150
5.4. COMENTÁRIO	153
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	155
6.1. CONCLUSÕES	155
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	156
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	157
A1. PREVISÃO DE CUSTOS ASSOCIADOS AO JET-GROUTING	A1

Índice de figuras

Figura 2.1 – Estado de tensão abaixo do nível da escavação: (a) elementos analisados; (b) cortina muito flexível; (c) rotura do fundo; (d) cortina com grande rigidez e encastrada num estrato rijo subjacente (Matos Fernandes, 1981).	5
Figura 2.2 - Prolongamento da cortina para assegurar a estabilidade do fundo da escavação (Matos Fernandes, 1990).	5
Figura 2.3 – Deslocamento lateral típico da cortina e redistribuição das pressões activas numa escavação em argilas moles (Bjerrum et al, 1972).	6
Figura 2.4 – Características da escavação analisada (Fortunato, Matos Fernandes, 1997).	7
Figura 2.5 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina e assentamentos da superfície no fim da escavação, cálculos T12 e T12a (Fortunato e Matos Fernandes, 1997).	8
Figura 2.6 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina e assentamentos da superfície no fim da escavação, cálculos T13 e T13a (Fortunato e Matos Fernandes, 1997).	9
Figura 2.7 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina e assentamentos da superfície no fim da escavação, cálculos T14 e T14a (Fortunato e Matos Fernandes, 1997).	9
Figura 2.8 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina e assentamentos da superfície no fim da escavação, cálculos T15 e T15a (Fortunato e Matos Fernandes, 1997).	9
Figura 2.9 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina e assentamentos da superfície no fim da escavação, cálculos T16 e T16a (Fortunato e Matos Fernandes, 1997).	9
Figura 2.10 – Valores do factor de capacidade de carga de sapatas (N_c) estabelecidos por Skempton (1951).	11
Figura 2.11 – Deslocamento horizontal máximo da parede versus factor de segurança ao levantamento da base em argilas moles a médias elaborado por Moormann (2004).	12
Figura 2.12 – Esquema construtivo para atingir grande profundidade em solos moles sem rotura do fundo (Eide et al, 1972; Karlsrud, 1976).	13
Figura 2.13 – Deslocamentos observados no túnel ferroviário Studenterlunden em Oslo (Eide et al, 1972; Karlsrud, 1976).	14
Figura 2.14 – Assentamentos previsíveis junto a escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck, 1969).	15
Figura 2.15 - Assentamentos observados junto de escavações em argilas moles a médias sobrepostas na carta de Peck (Clough & O'Rourke, 1990).	15
Figura 2.16 – Aplicação da técnica <i>jet-grouting</i> em colunas (a) e em "lajes" (b) (www.haywardbaker.com).	17
Figura 2.17 – Sistemas de <i>Jet-Grouting</i> (www.haywardbaker.com).	17
Figura 2.18 – Aplicação do "super <i>jet-grouting</i> " (www.haywardbaker.com).	18
Figura 2.19 – (a) Faseamento construtivo do <i>Deep Soil Mixing</i> ; (b) Detalhe do trado com respectiva pá cortante da máquina que produz o <i>Deep Soil Mixing</i> (www.geo-solutions.com).	20

Figura 2.20 – (a) Equipamento utilizado na obra em “Sunset Reservoir” (www.cement.org); (b) Processo de mistura do <i>Wet Mixing</i> (www.keller.co.uk).	22
Figura 2.21 – Faseamento construtivo do <i>compaction grouting</i> (www.haywardbaker.com).	22
Figura 2.22 – Manobrador a utilizar o equipamento da metodologia <i>Compaction Grouting</i>	23
Figura 2.23 - Planta da escavação profunda em Shanghai, para a construção de um complexo comercial (adaptada de Hu et al, 2003).	24
Figura 2.24 – Corte geológico paralelo ao metro (adaptada de Hu et al, 2003).	24
Figura 2.25 – Secção transversal aos túneis, evidenciando a solução implementada (adaptada de Hu et al, 2003).	25
Figura 2.26 – Faseamento da escavação profunda realizada em Shanghai (adaptada de Hu et al, 2003).	25
Figura 2.27 – Comparação entre os deslocamentos horizontais medidos e calculados.	26
Figura 2.28 – Secção transversal da escavação (Liu et al, 2005).	27
Figura 2.29 – Deslocamentos horizontais da parede numa zona com “laje” abaixo do fundo de escavação e intermédia (a) e sem laje intermédia (b) (adaptada de Liu et al, 2005).	28
Figura 2.30– Resumo dos deslocamentos horizontais em diversas zonas da intervenção (Liu et al, 2005).	28
Figura 2.31 – Relação entre o factor de segurança ao levantamento da base e o deslocamento horizontal máxima da parede (Long, 2001).	29
Figura 2.32 – Assentamentos normalizados junto à escavação (Liu et al, 2005).	29
Figura 2.33 - Corte transversal e faseamento construtivo simplificados da Estação Cais do Sodré do Metropolitano de Lisboa (Matos Fernandes e Almeida e Sousa, 2003).	30
Figura 2.34 - Deslocamentos laterais da parede (a) e momentos flectores (b) no fim da escavação para a solução construída e para uma variante com escoramento convencional (Matos Fernandes e Almeida e Sousa, 2003).	31
Figura 2.35 - Tipos de tratamentos de solos com <i>jet-grouting</i> : (a) sob a forma de bloco; (b) Sob a forma de colunas; (c) sob a forma de paredes transversais.	32
Figura 2.36 – Típica planta de uma zona melhorada com colunas de <i>jet-grouting</i>	32
Figura 2.37 – Comparação do deslocamento horizontal da parede entre o método <i>EMS</i> ($m=1,68$) e o método <i>RAS</i> (Ou et al, 1996).	34
Figura 2.38 – Relação entre o máximo deslocamento pelo método (<i>EMS</i>) e m (a); Relação entre $R_c - I_r - m$ (b) (Ou et al, 1996).	34
Figura 2.39 – Comparação dos métodos <i>RAS</i> e <i>EMS</i> para diferentes relações de EU_i/cu (a) e $cu/\sigma'v_0$ (b) (adaptada de Ou et al, 1996).	35
Figura 2.40 – Figura esquemática do melhoramento usado (Hsieh et al, 2003).	36
Figura 2.41 – Relação entre o máximo deslocamento horizontal da parede e o índice de melhoramento (I_r) (Hsieh et al, 2003).	36

Figura 2.42 – Esquema da acção benéfica do melhoramento nos deslocamentos horizontais da parede (Hsieh et al, 2003).....	37
Figura 2.43 – Análise refinada para a contabilização do efeito de pré-tensão introduzido pelas colunas de <i>jet-grouting</i> (Hsieh et al, 2003).....	38
Figura 3.1 – Envoltente da escavação para a construção da estação Terreiro do Paço (www.cenor.pt).	41
Figura 3.2 – Aparência da obra durante a empreitada (www.cenor.pt).....	42
Figura 3.3 – Corte transversal da Escavação 1.....	43
Figura 3.4 – Corte transversal da Escavação 2.....	43
Figura 3.5 – Malha de elementos finitos (2021 elementos e 16747 nós) e condições fronteiras utilizadas na Escavação 1.....	46
Figura 3.6 - Malha de elementos finitos (2363 elementos e 19595 nós) e condições fronteiras utilizadas na Escavação 2.....	46
Figura 3.7 – Faseamento construtivo da Escavação 1, fase 0 e fase 1.....	49
Figura 3.8 – Faseamento construtivo da Escavação 1, fase 2 e 3.....	49
Figura 3.9 - Faseamento construtivo da Escavação 1, fase 4 e 5.....	49
Figura 3.10 - Faseamento construtivo da Escavação 1, fase 6 e 7.....	50
Figura 3.11 - Faseamento construtivo da Escavação 1, fase 8.....	50
Figura 3.12 – (a) Introdução da viga de suporte à laje de cobertura na fase 3; (b) Introdução da “laje” de <i>jet-grouting</i> entre a profundidade 18 e 20 m na fase 1.....	51
Figura 3.13 - Faseamento construtivo da Escavação 2, fase 8 e 9.....	51
Figura 3.14 - Faseamento construtivo da Escavação 2, fase 10 a 12.....	52
Figura 3.15 – Deslocamentos horizontais da parede na Escavação 1 para os cálculos A a I.	54
Figura 3.16 - Variação do deslocamento horizontal máximo com a mudança do módulo de elasticidade da parede moldada na Escavação 1 para os cálculos A, A', B, B', D, D', F e F'.....	55
Figura 3.17 – Deslocamento horizontal na Escavação 1 para os cálculos A, A', F, F'.....	56
Figura 3.18 – Assentamentos da superfície na Escavação 1 para os cálculos A a I.	57
Figura 3.19 – Variação da força nas escoras na Escavação 1 para os cálculos A, C, E, F, H e I.	58
Figura 3.20 – Diagrama de Terzaghi & Peck utilizado.....	59
Figura 3.21 – Diagrama de pressões: aparentes, horizontais de repouso, do pré-esforço instalado (a) e das pressões máximas sobre a parede (b) na Escavação 1 para os cálculos de B a I.	59
Figura 3.22 – Pressões horizontais de repouso sobre a parede moldada na Escavação 1.	60
Figura 3.23 – Momentos flectores (a) e esforços transversos (b) na Fase 8 da Escavação 1, para os cálculos de A a I.	62
Figura 3.24 – Envoltente de momentos flectores para todas as fases construtivas da Escavação 1 para os cálculos A a I.	62

Figura 3.25 - Comparação dos esforços na parede, momentos flectores (a) e esforços transversos (b), com a mudança do módulo de elasticidade da parede moldada na Escavação 1 para os cálculos A, A', F e F'.....	63
Figura 3.26 – Pressões de terras comparativamente com as pressões de repouso na Escavação 1 para os cálculos A, D, G e I na última fase construtiva.....	64
Figura 3.27 – Comparação dos deslocamentos horizontais da parede moldada entre a solução viga de suporte à laje de cobertura e sistema de escoramento convencional na Escavação 1 para os cálculos FV a IV e F a I.....	65
Figura 3.28 - Comparação dos assentamentos da superfície entre a solução viga de suporte à laje de cobertura e sistema de escoramento convencional na Escavação 1 para os cálculos FV a IV e F a I.....	66
Figura 3.29 – Esforço axial na viga de suporte à laje de cobertura na Escavação 1 para os cálculos FV a IV.....	67
Figura 3.30 – Momentos flectores na parede moldada na Escavação 1 para os cálculos HV, IV, H e I.....	67
Figura 3.31 – Comparação entre os deslocamentos horizontais da parede moldada entre a solução escora-tirante e escora na Escavação 1 para os cálculos FT a IT e F a I.....	68
Figura 3.32 – Comparação entre os assentamentos da superfície nos cálculos I e IT na Escavação 1.....	69
Figura 3.33 – Forças mobilizadas nos elementos nas diversas fases construtivas da Escavação 1 para os cálculos FT a IT.....	70
Figura 3.34 – Envolvente de momentos flectores para os cálculos F e FT (a) e cálculos I e IT (b) na Escavação 1.....	71
Figura 3.35 – Pressões de terras sobre a parede moldada na Escavação 1 para os cálculos HT, IT, H e I na última fase construtiva.....	72
Figura 3.36 – Orientação das tensões totais na última fase construtiva da Escavação 1 para o cálculo FT.....	72
Figura 3.37 – Deslocamentos horizontais nas soluções com e sem <i>jet-grouting</i> na Escavação 1 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.....	73
Figura 3.38 – Deslocamentos horizontais na Escavação 1 para os cálculos AJ, AJ', CJ, CJ', FJ e FJ'.....	74
Figura 3.39 – Assentamentos da superfície na Escavação 1 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.....	75
Figura 3.40 – Assentamentos da superfície na Escavação 1 para os cálculos AJ, AJ', CJ, CJ', FJ e FJ'.....	76
Figura 3.41 – Empolamento do fundo na Escavação 1 para os cálculos F, FV, FT e FJ.....	76
Figura 3.42 – Variação da força no sistema de escoramento nas diversas fases construtivas na Escavação 1 para os cálculos AJ, CJ, DJ e FJ.....	77
Figura 3.43 – Tensões horizontais na “laje” de <i>jet-grouting</i> para as diversas fases construtivas na Escavação 1 para os cálculos CJ e FJ.....	79

Figura 3.44 – Diagrama de momentos flectores para a fase 8 na Escavação 1 para os cálculos de AT a FT e AJ a FJ.	80
Figura 3.45 – Diagrama de esforços transversos para a fase 8 na Escavação 1 para os cálculos de AT a FT e AJ a FJ.	81
Figura 3.46 – Envolvente de momentos flectores na parede moldada na Escavação 1 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.	81
Figura 3.47 – Pressões de terras sobre a parede moldada nos cálculos A, D e F com e sem <i>jet-grouting</i> na Escavação 1 para a última fase construtiva.	82
Figura 3.48 – Implicações nos deslocamentos horizontais da diminuição da espessura da “laje” de <i>jet-grouting</i> com o pré-esforço do cálculo D (a) e do cálculo F (b) na Escavação 1.	83
Figura 3.49 – Tensões horizontais no <i>jet-grouting</i> a diferentes distâncias da parede na Escavação 1 para o cálculo CJ.	84
Figura 3.50 – Deslocamentos da “laje” de <i>jet-grouting</i> na última fase construtiva na Escavação 1 para o cálculo CJ.	85
Figura 3.51 – Comparação dos deslocamentos horizontais dos cálculos AT a FT com AT4 a FT4 na Escavação 1.	86
Figura 3.52 – Comparação dos deslocamentos horizontais dos cálculos AT4 a FT4 com AJ a FJ na Escavação 1.	87
Figura 3.53 – Deslocamentos horizontais da parede na Escavação 2 para os cálculos A a I.	88
Figura 3.54 – Deslocamentos horizontais máximos da Escavação 2 para os cálculos A, A', B, B', D, D', F e F'.	89
Figura 3.55 – Deslocamentos horizontais da parede na Escavação 2, para os cálculos A, A', F e F'.	89
Figura 3.56 – Assentamentos da superfície na Escavação 2 para os cálculos de A a I.	90
Figura 3.57 – Distorções angulares na Escavação 2 para os cálculos A, C, E, G e I.	90
Figura 3.58 – Assentamentos máximos da superfície na Escavação 2 para os cálculos A, A', B, B', D, D', F e F'.	91
Figura 3.59 – Assentamentos da superfície na Escavação 2 para os cálculos A, A', F e F'.	92
Figura 3.60 – Força nas escoras nas diversas fases construtivas da Escavação 2 para os cálculos A, C, E, F, H e I.	93
Figura 3.61 – Diagrama de pressões: aparentes, horizontais de repouso, do pré-esforço instalado (a) e das pressões máximas sobre a parede (b) na Escavação 2 para os cálculos de B a I.	94
Figura 3.62 – Diagrama de momentos flectores (a) e esforços transversos (b) para a fase 12 da Escavação 2 para os cálculos A a I.	95
Figura 3.63 – Envolvente de momentos flectores na Escavação 2 para os cálculos A a I.	96
Figura 3.64 – Envolvente de esforço transversal na Escavação 2 para os cálculos A a I.	96
Figura 3.65 – Pressões de terras sobre a parede moldada na Escavação 2 para os cálculos A, D, G e I na última fase construtiva.	97

Figura 3.66 – Deslocamentos horizontais da parede na Escavação 2 para os cálculos FV a IV e F a I.	98
Figura 3.67 – Assentamentos da superfície na Escavação 2 para os cálculos FV a IV e F a I.	99
Figura 3.68 – Esforço axial na viga de suporte à laje de cobertura na Escavação 2 para os cálculos FV a IV.	100
Figura 3.69 – Momentos flectores (a) e esforços transversos (b) dos cálculos H, I e HV e IV para a última fase construtiva da Escavação 2.	101
Figura 3.70 – Pressões de terra sobre a parede moldada na Escavação 2 para os cálculos G, I, GV e IV.	102
Figura 3.71 – Deslocamentos horizontais na última fase construtiva da Escavação 2 para os cálculos F a I e FT a IT.	103
Figura 3.72 – Assentamentos da superfície na Escavação 2 para os cálculos HT e H.	104
Figura 3.73 – Momentos flectores (a) e esforços transversos (b) para a última fase construtiva da Escavação 2 nos cálculos H, I, HT e IT.	106
Figura 3.74 – Pressões de terras da Escavação 2 para os cálculos H, I, HT e IT na última fase construtiva.	107
Figura 3.75 – Deslocamentos horizontais da parede da Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.	108
Figura 3.76 – Curva de deslocamentos horizontais da parede na Escavação 2 para os cálculos AJ, AJ', CJ, CJ', FJ e FJ'.	109
Figura 3.77 – Curva de assentamentos da superfície na Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.	110
Figura 3.78 – Distorção angular na superfície da Escavação 2 para os cálculos BT, BJ, FT e FJ.	111
Figura 3.79 – Influência do módulo de deformabilidade do <i>jet-grouting</i> nos assentamentos da superfície.	111
Figura 3.80 - Forças mobilizadas nos elementos de escoramento da Escavação 2 nos cálculos AJ e CJ.	112
Figura 3.81 – Forças mobilizadas nos elementos de escoramento da Escavação 2 nos cálculos DJ e FJ.	112
Figura 3.82 – Diagrama de momentos flectores na última fase construtiva da Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.	114
Figura 3.83 – Diagrama de esforço transversal na última fase construtiva da Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.	115
Figura 3.84 – Envolvente de momentos flectores da Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.	115
Figura 3.85 – Pressões de terras na Escavação 2 para os cálculos DT, FT, DJ e FJ.	116
Figura 3.86 – Curva de deslocamentos horizontais na Escavação 2 para os cálculos AT, AT6, AJ, FT, FT6 e FJ.	118

Figura 3.87 – Diagrama: da Pressão aparente proposto por Terzaghi & Peck; da pressão horizontal em repouso e do pré-esforço nos cálculos FJ e IT para a Escavação 2.	119
Figura 4.1 – Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na Escavação 1 sem introdução de tratamento.	123
Figura 4.2 – Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na Escavação 1.	123
Figura 4.3 – Assentamentos da superfície (a) e distorções angulares (b) para os diversos posicionamentos do tratamento na Escavação 1.	124
Figura 4.4 – Coloração dos deslocamentos verticais na Escavação 1 para o posicionamento da “laje” de <i>jet-grouting</i> entre os 12 e os 14 m de profundidade (a) e entre os 18 e os 20 m de profundidade (b).	125
Figura 4.5 – Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na Escavação 2 sem introdução de tratamento.	126
Figura 4.6 – Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na Escavação 2.	127
Figura 4.7 – Assentamentos da superfície (a) e distorções angulares (b) para os diversos posicionamentos do tratamento na Escavação 2.	128
Figura 4.8 - Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo da Escavação 2 na hipótese de a “laje” estar situada entre os 18 e 20 m e entre os 17 e 19 m de profundidade. ..	129
Figura 4.9 – Maciço utilizado na generalização do estudo do posicionamento da “laje”	130
Figura 4.10 – Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na escavação E 12 sem introdução de tratamento.	133
Figura 4.11 – Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 12.	134
Figura 4.12 – Assentamentos da superfície para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 12.	134
Figura 4.13 – Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na escavação E 18 sem introdução de tratamento.	135
Figura 4.14 - Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 18.	136
Figura 4.15 – Assentamentos da superfície para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 18.	136
Figura 4.16 - Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na escavação E 25,7 sem introdução de tratamento.	137
Figura 4.17 – Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 25,7.	138
Figura 4.18 - Assentamentos da superfície para os diversos posicionamentos do tratamento na E 25,7.	139

Figura 4.19 - Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na escavação E 32 sem introdução de tratamento.....	140
Figura 4.20 – Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 32.	140
Figura 4.21 – Assentamentos da superfície (a) e distorções angulares (b) para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 32.....	141
Figura 4.22 - Deslocamentos horizontais na escavação E 38 sem introdução de tratamento.	142
Figura 4.23 – Deslocamentos horizontais da parede na escavação E 38 para todos os posicionamentos do tratamento (a) e para os posicionamentos mais vantajosos (b).	143
Figura 4.24 - Assentamentos da superfície para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 25,7.	144
Figura 5.1 – Introdução das paredes moldadas e dos tratamentos do solo na Escavação 2'.....	148
Figura 5.2 – Sistema de escoramento adoptado e respectivo pré-esforço introduzido na Escavação 2'.	148
Figura 5.3 – Pressões horizontais em repouso, pressões aparentes de Terzaghi & Peck e pressões aplicadas no escoramento para a Escavação 2'.....	149
Figura 5.4 – Deslocamentos horizontais na Escavação 2' para os cálculos T2, T1i, T1s e T0.....	150
Figura 5.5 – Volume de solo deslocado horizontalmente devido ao processo de escavação na Escavação 2' para os cálculos T2, T1i, T1s e T0.....	151
Figura 5.6 – Assentamentos da superfície na Escavação 2' para os cálculos T2, T1i, T1s e T0.	151
Figura 5.7 – Envolvente de momentos flectores na Escavação 2' para os cálculos T2, T1i, T1s e T0.	152

Índice de quadros

Quadro 2.1 – Resistência à compressão de material tratado por <i>jet-grouting</i> (adaptada de Carreto, 1999).	19
Quadro 2.2 – Comparação entre a técnica Nórdica e Japonesa no que concerne ao <i>Dry Mixing</i> (baseada na EN 14679, 2006).	20
Quadro 2.3 - Comparação entre a técnica Europeia e Japonesa no que concerne ao <i>Wet Mixing</i> (baseada na EN 14679, 2006).	21
Quadro 2.4 – Resumo de escavações que recorreram ao tratamento prévio do solo.	39
Quadro 3.1 - Características mecânicas admitidas para o maciço (Matos Fernandes et al - Projecto de execução da estação Terreiro do Paço, 2001).	44
Quadro 3.2 – Rigidez axial e à flexão da parede moldada.	45
Quadro 3.3 – Rigidez axial efectiva nas diversas escoras.	45
Quadro 3.4 – Pré-esforço introduzido e relações da força resultante do diagrama de pré-esforço com as forças resultantes do diagrama de tensão horizontal em repouso e diagrama de pressões aparentes proposto por Terzaghi & Peck para a Escavação 1.....	47
Quadro 3.5 – Pré-esforço introduzido e relações da força resultante do diagrama de pré-esforço com as forças resultantes do diagrama de tensão horizontal em repouso e diagrama de pressões aparentes proposto por Terzaghi & Peck para a Escavação 2.....	47
Quadro 3.6 – Percentagem de pré-esforço aplicado em relação com o impulso K_0 nas diversas análises com escoramento convencional.	53
Quadro 3.7 - Percentagem de pré-esforço aplicado em relação com o impulso K_0 nas diversas análises com viga de suporte à laje de cobertura.....	53
Quadro 3.8 - Percentagem de pré-esforço aplicado em relação com o impulso K_0 nas diversas análises com o sistema misto escora-tirante no primeiro nível do escoramento.	53
Quadro 3.9 - Percentagem de pré-esforço aplicado em relação ao impulso K_0 nas diversas análises com o sistema misto escora-tirante no primeiro nível do escoramento e tratamento do solo.....	53
Quadro 3.10 – Localização e correspondente deslocamento horizontal máximo para a Escavação 1 para os cálculos A a I.	55
Quadro 3.11 – Localização do ponto de assentamento máximo e respectiva relação com o deslocamento horizontal máximo da parede na Escavação 1 para os cálculos A a I.	57
Quadro 3.12 – Comparação do diagrama de pré-esforço nas escoras e respectivo centro de gravidade em relação ao diagrama de tensões horizontais em repouso na Escavação 1.	61
Quadro 3.13 - $\delta h_{max}/h$ nas análises com e sem <i>jet-grouting</i> na Escavação 1 para os cálculos AJ a FJ e AT a FT.....	74
Quadro 3.14 - $\delta v_{max}/h$ nas análises com e sem <i>jet-grouting</i> na Escavação 1 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.	75

Quadro 3.15 – Variação da força nos diversos níveis do escoramento para os cálculos AT-AJ, CT-CJ, DT-DJ e FT-FJ na Escavação 1.	78
Quadro 3.16 – Relação de deslocamentos horizontais devido à mudança da espessura da “laje” de jet-grouting na Escavação 1 para os cálculos DJ e FJ.	83
Quadro 3.17 – Localização e máximo deslocamento horizontal da parede na Escavação 2 para os cálculos A a I.	88
Quadro 3.18 – Máximo assentamento de superfície e sua respectiva localização na Escavação 2 para os cálculos A a I.	91
Quadro 3.19 – Comparação do volume deslocado de solo entre os cálculos F-FV, G-GV, H-HV e I-IV na Escavação 2.	99
Quadro 3.20 – Forças nas escoras da Escavação 2 para os cálculos F, I.	104
Quadro 3.21 – Forças nas escoras da Escavação 2 para os cálculos FT, IT.	105
Quadro 3.22 - $\delta h_{max}/h$ da parede na Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ e FJ.	108
Quadro 3.23 – Volume de solo deslocado na Escavação 2 para os cálculos AJ, AJ', CJ, CJ', FJ e FJ'.	109
Quadro 3.24 - $\delta v_{max}/h$ na Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.	110
Quadro 3.25 - Comparação das forças nos diversos elementos do escoramento da Escavação 2 para os cálculos AT-AJ e CT-CJ.	113
Quadro 3.26 – Comparação das forças nos diversos elementos do escoramento da Escavação 2 para os cálculos DT-DJ e FT-FJ.	113
Quadro 3.27 – Faseamento construtivo da escavação com seis níveis de escoras.	117
Quadro 3.28 – Volume de solo deslocado na Escavação 2 nos cálculos AT, AT6, AJ, FT, FT6 e FJ.	117
Quadro 4.1 – Características gerais das escavações estudadas.	121
Quadro 4.2 – Características físicas e mecânicas dos diversos estratos que constituem o maciço estudado.	130
Quadro 4.3 – Características do sistema de escoramento para as escavações E 12, E 18, E 25,7, E 32 e E 38.	131
Quadro 4.4 – Características introduzidas no PLAXIS® para modelar a parede moldada.	131
Quadro 4.5 – Faseamento construtivo para as escavações E 12, E 18, E 25,7, E 32 e E 38.	132
Quadro 4.6 – Influência do diferente posicionamento da “laje” no volume de solo deslocado.	142
Quadro 4.7 – Integral da curva de deslocamento horizontal da parede na Escavação E 38 para os diversos posicionamento do tratamento.	144
Quadro 4.8 – Quadro resumo do melhor posicionamento para o solo tratado.	145
Quadro 5.1 – Momentos flectores máximos e mínimo na Escavação 2' para os cálculos T2, T1i, T1s e T0.	152

Quadro A 1 - Custos inerentes à aplicação do jet-grouting.	A1
Quadro A 2 - Custos, por metro de desenvolvimento, das diversas soluções estudadas.....	A2

Símbolos e Abreviaturas

Embora todos os símbolos e abreviaturas utilizados estejam definidos no texto à medida que vão aparecendo, revela-se interessante apresentar uma listagem dos mesmos para que não haja dúvidas sobre aquilo que, em cada caso, cada um pretende representar.

Letras latinas

- B - largura da escavação
- C_a - adesão
- c_u - Resistência não drenada do solo
- D - diâmetro das colunas de *jet-grouting*
- d - altura enterrada da cortina
- E - módulo de elasticidade
- h - profundidade da escavação
- H - altura total da cortina
- I_h - impulso horizontal do solo
- I_R - índice de melhoramento
- L - desenvolvimento da escavação; distância entre paredes transversais
- K_0 - coeficiente de impulso em repouso
- m - indicador para o material equivalente
- N_b - número de estabilidade da base
- N_c - factor de capacidade de carga
- P_{eq} - parâmetro equivalente para o material compósito
- P_c - parâmetro para o solo não tratado
- P_g - parâmetro para o solo tratado
- q - sobrecarga
- R_c - resistência à compressão
- X - espaçamento das colunas de *jet-grouting*

Letras gregas

α - distorção angular

Δh - incremento da profundidade da escavação

$\Delta\sigma'_{vo}$ - variação da tensão efectiva vertical em repouso

γ - peso volúmico do solo; distorção

δ_v - deslocamento vertical

$\delta_v^{máx}$ - deslocamento vertical máximo

δ_h - deslocamento horizontal

$\delta_h^{máx}$ - deslocamento horizontal máximo

ε - deformação

ν - coeficiente de Poisson

σ - tensão normal

σ_v - tensão vertical

σ_h - tensão horizontal

σ_{v0} - tensão vertical em repouso

σ_{h0} - tensão horizontal em repouso

σ'_v - tensão efectiva vertical

σ'_h - tensão efectiva horizontal

τ - tensão tangencial

Abreviaturas mais utilizadas

DSM - *Deep Soil Mixing*

EMS - *Equivalent Material Simulation*

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FS - Factor de segurança

RAS - *Real Allocation Simulation*

1

INTRODUÇÃO

O território litoral constitui uma zona de múltiplas e variadas potencialidades, sendo insubstituível quer como espaço lúdico, quer como espaço gerador de riquezas. No território Português é notória a concentração de população no litoral: cerca de 76 % da população habita nesta zona, principalmente entre Viana do Castelo e a península de Setúbal, com particular destaque para as áreas metropolitanas de Lisboa e Porto. Ou seja, 76 % da população Portuguesa reside em 20 % do seu espaço físico.

Toda esta mobilização registada em Portugal, que é também uma tendência mundial, conduziu à realização de diversas obras que conseguissem responder a esta dinâmica. A saturação do espaço superficial provocou um crescimento das obras subterrâneas, nomeadamente a construção de túneis rodoviários e ferroviários, estações de metropolitano e criação de caves para estacionamento automóvel. A realização destas obras, principalmente no litoral é efectuada em condições geológico - geotécnicas desfavoráveis, possivelmente em solos argilosos de fraca resistência.

É necessário promover escavações, por vezes profundas para materializar as obras subterrâneas. Estas, pela sua localização e dimensão, são, quase obrigatoriamente, de face vertical, exigindo deste modo uma estrutura de contenção flexível. A execução destas estruturas com recurso a ancoragens torna-se tecnicamente desaconselhável quando a espessura de estratos argilosos é considerável, na medida em que os impulsos de terras são muito elevados, o comprimento das ancoragens seria grande e a respectiva inclinação acentuada. Nestas condições, é pois necessário conceber estruturas constituídas por cortinas de estacas prancha ou de paredes moldadas apoiadas em diversos níveis de escoras.

A execução de escavações profundas em espessos estratos de solos moles utilizando soluções tradicionais provoca a mobilização da totalidade da resistência ao corte em diversas zonas do maciço, provocando grandes deformações e deslocamentos no terreno envolvente. Não esquecendo, também, os esforços severos que surgem na estrutura de contenção. Estes deslocamentos no terreno envolvente provocam danos, por vezes graves, nas edificações contíguas à escavação. Surgiram, no início dos anos 70, novas técnicas conjugadas com novos métodos de análise que permitiram contornar em grande parte estas dificuldades. Recentemente, o uso de estruturas de grande rigidez, em geral cortinas de parede moldadas prolongadas até um estrato mais competente e um melhoramento no solo mobilizado de forma passiva, tem permitido realizar obras nestas condições associadas a movimentos no terreno vizinho relativamente modestas. Intervenções deste género foram efectuadas em Portugal, Lisboa, nas estações do metropolitano Cais do Sodré (1998), Santa Apolónia (2005) e Terreiro do Paço (2007).

Com este trabalho, pretende-se estudar as diversas consequências que o melhoramento de solos antes de realizar a escavação provoca no comportamento da estrutura de suporte e no respectivo maciço envolvente. O tema é pertinente na medida em que a realização deste tipo de obras é cada vez mais frequente envolvendo, também, melhoramentos pouco ou nada utilizados em Portugal, como é o caso do *deep soil mixing (DSM)*.

Estas soluções assumem, naturalmente, relevância muito significativa, quer pelos aspectos relacionados com a segurança da própria obra, das estruturas e infra-estruturas vizinhas quer ainda pelos avultados custos que em regra envolvem.

O programa utilizado nas modelações efectuadas foi o PLAXIS 2D[®], visto a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto possuir licença para o uso deste software. Este programa de cálculo automático apresenta uma versatilidade enorme e tem conduzido a bons resultados na análise de estruturas geotécnicas.

De seguida faz-se uma breve descrição de cada um dos capítulos constituintes do presente trabalho, sequentes ao presente capítulo destinado a introduzir o tema.

No Capítulo 2 são tecidas algumas considerações relacionadas com o comportamento de escavações realizadas em solos moles, evidencia-se alguns estudos realizados compreendendo estes assuntos e apresenta-se os resultados obtidos em três escavações em solos moles que envolveram um tratamento prévio do solo. É apresentado um quadro, resumindo diversos trabalhos da bibliografia da especialidade sobre estes assuntos.

No Capítulo 3 definem-se as características do maciço e da estrutura de contenção considerados e procede-se à modelação de duas escavações de diferentes profundidades, mas realizadas no mesmo maciço. Em cada uma destas escavações fazem-se quatro abordagens diferentes, três delas em que se utiliza diferentes sistemas de escoramento e na última se testa um melhoramento do solo materializado numa “laje” de *jet-grouting*. Estas diferentes análises são comparadas tentando-se, desta forma, perceber quais as vantagens e desvantagens de cada simulação.

No Capítulo 4 é feito um estudo que aborda a melhor localização para o tratamento do solo. Este estudo inclui, para além das duas escavações estudadas no Capítulo 3, mais cinco escavações efectuadas num diferente maciço, procurando-se desta forma ampliar a latitude da abordagem dos estudos.

O Capítulo 5 aborda uma solução alternativa para uma das escavações estudadas que contempla o uso de dois níveis de tratamento do solo, um acima e outro abaixo do fundo de escavação. Neste estudo pretende-se otimizar a escavação, tendo como objectivo final obter os menores deslocamentos horizontais possíveis para a parede moldada.

No último Capítulo incluem-se algumas considerações finais nas quais se resumem os aspectos mais importantes e as conclusões mais relevantes do presente trabalho e se aponta alguns temas susceptíveis de reflexão mais profunda.

No Anexo A1 apresenta-se uma previsão dos custos da introdução das “lajes” de *jet-grouting*. Pretende-se que o leitor constate os resultados que se conseguem alcançar através do melhoramento do solo com *jet-grouting* e possa estimar um custo, aproximado, deste tipo de soluções.

2

ESCAVAÇÕES EM SOLOS ARGILOSOS MOLES

2.1. INTRODUÇÃO

O comportamento de uma estrutura de suporte constituída por uma cortina e escoras é avaliado pelos momentos flectores, esforços transversos e pressões de terras presentes na cortina, pelas forças instaladas no sistema de escoramento, pelos movimentos horizontais da cortina e do terreno e estruturas envolventes.

Os deslocamentos associados a uma escavação dependem, principalmente, das seguintes características do maciço:

- resistência;
- deformabilidade, ou, de um modo mais geral, das relações tensões-deformações;
- estado de tensão inicial.

Em solos moles a resistência não drenada (c_u) e o módulo de deformabilidade (E_u) são baixos, desta forma os deslocamentos tendem a ser grandes. No entanto, existem outros factores não dependentes do tipo de solo que afectam o comportamento de uma determinada escavação. Alguns destes factores são:

- tipo de solução estrutural usada;
- profundidade de escavação;
- comprimento enterrado da parede de contenção;
- faseamento construtivo adoptado;
- qualidade da mão de obra;
- rigidez da solução estrutural;
- sobrecargas na superfície do terreno.

A contribuição de cada um destes factores é de difícil quantificação, o que se traduz em dificuldades no controlo de deformações e deslocamentos em escavações executadas em solos moles. Alguns destes aspectos podem ser equacionados e considerados no dimensionamento de forma teoricamente fundamentada, enquanto outros exigem um tratamento baseado em observações de obras realizadas em condições similares.

Uma problemática existente nas escavações em solos moles prende-se com a possível rotura de fundo. Para contornar esta situação é frequente o prolongamento da cortina até um estrato mais resistente para que deste modo a base da escavação esteja protegida. No entanto, este prolongamento provoca pesados esforços na cortina. No subcapítulo 2.2 apresenta-se um estudo que aborda a importância da altura

enterrada da parede moldada e no subcapítulo 2.3 aborda-se os métodos de avaliação da estabilidade da base em escavações profundas.

2.2. IMPORTÂNCIA DA ALTURA ENTERRADA DA CORTINA

A rigidez à flexão da cortina depende do material que a constitui e da sua secção transversal. Esta característica desempenha um papel importante na forma como se distribuem as tensões no maciço, essencialmente quando a cortina é prolongada abaixo do nível de escavação, pois passa aí a constituir o único elemento estrutural resistente. As condições de apoio da extremidade inferior da cortina revelam-se também como factor determinante da resposta da estrutura.

Relativamente aos deslocamentos da cortina para o interior da escavação, podem considerar-se duas parcelas distintas: os deslocamentos que ocorrem abaixo e os que se surgem acima do fundo de escavação. A importância relativa das duas componentes varia de caso para caso. Neste ponto, interessa sobretudo referir os deslocamentos que ocorrem abaixo da base da escavação.

Para melhor compreensão deste fenómeno, vai-se descrever um estudo realizado por Matos Fernandes (1981) que aborda a rigidez da parede de contenção e a resistência do maciço abaixo do nível de escavação. Considere-se quatro pontos ilustrados na Figura 2.1 (a) todos eles à mesma profundidade, o elemento A, subjacente à escavação mas afastado da face do corte, o elemento B, igualmente do lado da escavação mas próximo da estrutura de suporte, o elemento C, próximo de B mas do outro lado da cortina, e por último o elemento D bastante afastado da escavação de modo a que o seu estado de tensão não seja por ela afectado.

As tensões totais iniciais, σ_{v0} e σ_{h0} continuam instaladas no ponto D, devido ao facto de o ponto não ter sofrido alívio de tensões verticais, nem se situar perto da parede. Devido à retirada de solo, Δh , a tensão vertical em A sofre um decréscimo igual ao peso de solo escavado, ocorrendo uma redução da tensão horizontal concomitante. As tensões verticais em B e C serão semelhantes às instaladas, respectivamente, em A e D. Em relação às tensões horizontais a análise é mais complexa pois depende do comportamento do conjunto solo - estrutura de suporte.

Supondo que a estrutura é muito flexível, o equilíbrio exige que as tensões horizontais nos pontos B e C sejam próximas. Para isso, o elemento C evolui relativamente ao estado de tensão em D, no sentido activo, enquanto B evolui, relativamente ao estado de tensão instalado em A, no sentido passivo (Figura 2.1 (c)). A alteração dos estados de tensão acarreta deformações, logo ocorrência de deslocamentos abaixo do nível de escavação. No entanto, o equilíbrio pode não ser possível, ou seja, mesmo com a mobilização de estados de equilíbrio limite em B e C as tensões horizontais podem não se igualar (Figura 2.1 (b)). Estar-se-á então em presença de um caso de rotura do fundo, que implica a rotura da própria cortina.

Se, pelo contrário, a parede possuir uma grande rigidez, eventualmente complementada com o encastramento do seu pé, deixa de ser necessário para a estabilidade que as tensões em B e C sejam iguais. A cortina passa a ter capacidade de redistribuir o défice de pressões do lado da escavação não só para a parte superior rigidamente apoiada mas também para o estrato mais resistente (Figura 2.1 (d)).

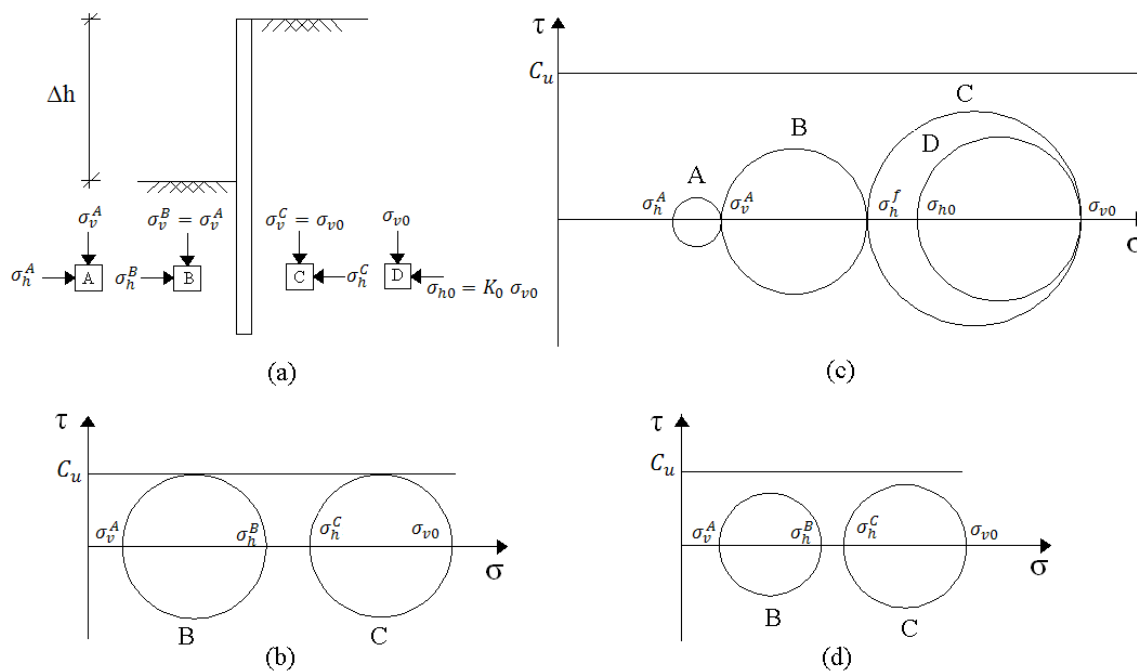


Figura 2.1 – Estado de tensão abaixo do nível da escavação: (a) elementos analisados; (b) cortina muito flexível; (c) rotura do fundo; (d) cortina com grande rigidez e encastrada num estrato rijo subjacente (Matos Fernandes, 1981).

Como ilustra a Figura 2.2, à parte enterrada da cortina cabe nessas circunstâncias suprir o défice de pressões de terras (de tipo “passivo”) que o maciço subjacente à escavação, dada a sua baixa resistência, não pode fornecer para equilibrar as elevadas pressões (de tipo “activo”) do lado das terras suportadas. Compreender-se-á facilmente que, nesta perspectiva, é altamente favorável que o pé da cortina seja prolongado até um estrato firme, em alternativa a uma penetração apenas parcial.

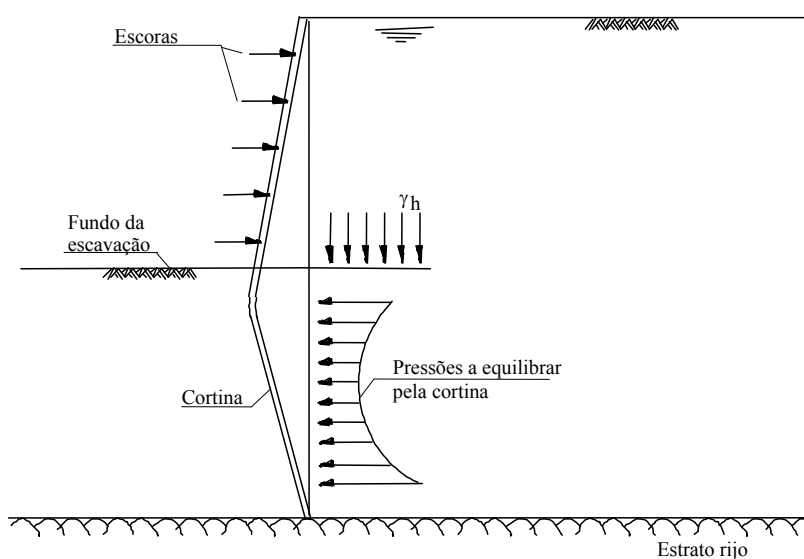


Figura 2.2 - Prolongamento da cortina para assegurar a estabilidade do fundo da escavação (Matos Fernandes, 1990).

Este comportamento é comum em escavações com uma grande espessura de solo mole abaixo do fundo de escavação. Nos Capítulos 3 e 4 constam várias curvas de deslocamento horizontal em que esta tendência, do máximo deslocamento se localizar abaixo do fundo de escavação, é evidenciada.

2.2.1. INFLUÊNCIA DA ADESÃO SOLO-ESTRUTURA E DA ALTURA ENTERRADA DA PAREDE NOS DESLOCAMENTOS

A execução de escavações profundas em solos argilosos moles acarreta, em regra, grandes deformações da parede e assentamentos da superfície devido à mobilização da resistência ao corte do solo em amplas zonas do maciço.

Nestas estruturas, os movimentos observados não são do tipo “corpo rígido” (translação e (ou) rotação) mas também ocorrem deformações por flexão. Devido a isto, existem pontos que apresentam maiores deslocamentos relativamente a pontos vizinhos. Estas diferenças ao longo da altura da parede induzem um mecanismo de efeito de arco que agrava as pressões de terras nas zonas com deslocamentos mais reduzidos e reduz as pressões nas zonas com maiores deslocamentos, podendo mesmo atingir valores inferiores às correspondentes ao estado activo de Rankine.

A Figura 2.3 resulta de um trabalho pioneiro realizado por Bjerrum et al (1972), em que o comportamento de escavações escoradas em solos moles foi analisado. Como se pode observar, as zonas escoradas captam maior pressão de terras que as zonas situadas abaixo da profundidade escavada. Este efeito deve ser objecto de estudo, pois a sua consideração permite optimizar a intervenção do ponto de vista estrutural.

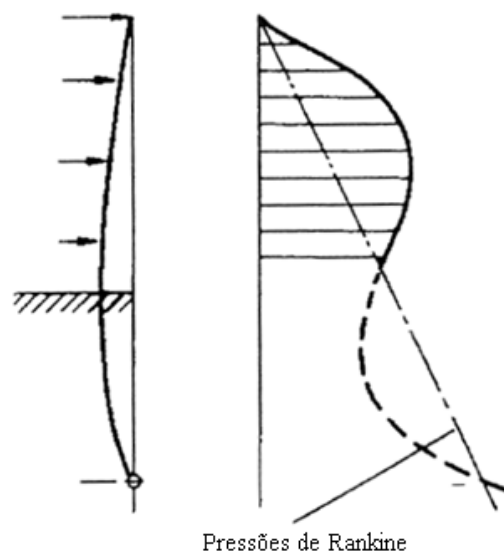


Figura 2.3 – Deslocamento lateral típico da cortina e redistribuição das pressões activas numa escavação em argilas moles (Bjerrum et al, 1972).

Uma investigação de índole numérica sobre escavações em maciços de solos argilosos moles foi levada a cabo na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), tendo como ferramenta básica de cálculo um modelo elastoplástico por elementos finitos desenvolvido por António Cardoso (Fortunato, 1994). De seguida, será apresentado um estudo desenvolvido por Fortunato e Matos

Fernandes (1997) que aborda a influência das condições de apoio do pé da cortina e da adesão solo-estrutura.

Considere-se a seguinte estrutura, presente na Figura 2.4. Esta escavação simétrica possui 10 m de profundidade num maciço de argila mole, a parede moldada possui 0,6 m de espessura e contém três níveis de escoras.

Consideraram-se diversos valores de altura enterrada da parede abaixo da escavação e, quando a altura é suficiente para atingir o estrato rijo inferior, duas condições do apoio do pé da cortina, pretendendo-se traduzir uma articulação e a ausência de quaisquer constrangimento ao seu deslocamento para além dos que resultam do seu embebedimento no estrato argiloso brando.

O coeficiente de segurança em relação à rotura do fundo, calculados pelos métodos de Terzaghi (1943) e de Bjerrum e Eide (1956), vale aproximadamente 1,0. Note-se que este valor é apenas indicador aproximado dos níveis de tensão no maciço, já que os métodos não contabilizam o efeito da altura enterrada da parede.

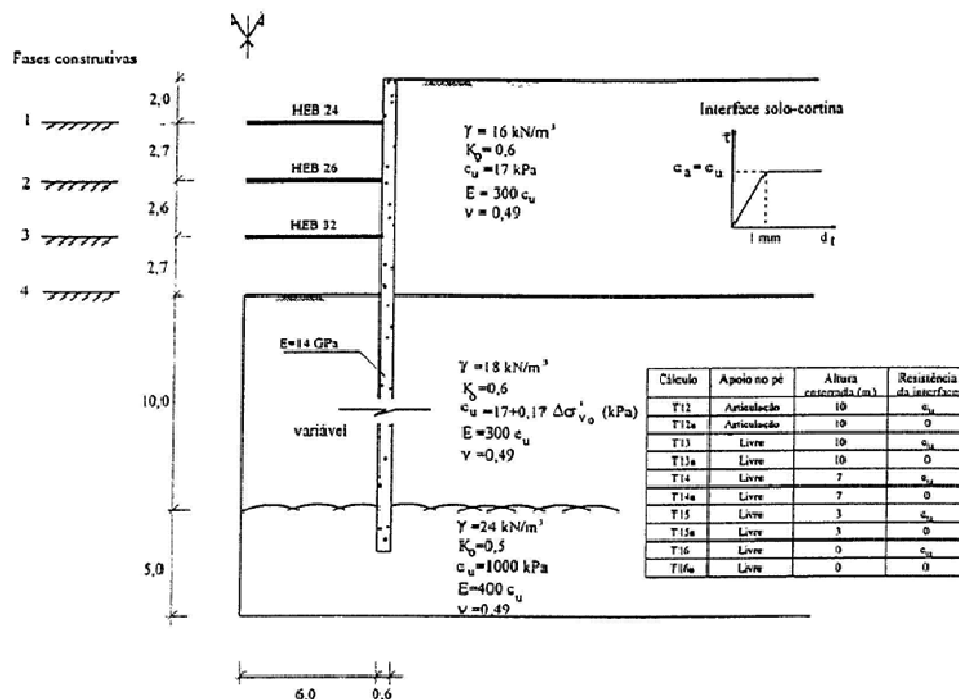


Figura 2.4 – Características da escavação analisada (Fortunato, Matos Fernandes, 1997).

Os cálculos foram realizados em tensões totais, admitindo-se comportamento não drenado para o maciço e um estado de deformação plana. Foi considerado um comportamento elástico perfeitamente plástico para o solo e para a interface solo-cortina, adoptando-se o critério de rotura de Von Mises. Para os materiais da parede e das escoras admitiu-se comportamento elástico linear.

A resistência ao corte dos elementos junta, representativos da interface solo-parede moldada, foi admitida igual à resistência não drenada do solo ao mesmo nível ou, noutros cálculos, nula. Por sua vez, aos elementos de junta que constituem a superfície horizontal de contacto entre o estrato de argila e o firme foi-lhes atribuída adesão igual à resistência não drenada dos elementos bidimensionais

imediatamente superiores. Em ambos os casos, a resistência é mobilizada para um deslocamento tangencial relativo de 1,0 mm. A rigidez normal dos elementos de junta foi considerada igual a 10^7 kN/m.

As Figuras 2.5 a 2.9 ilustram os deslocamentos horizontais no plano da parede e os assentamentos da superfície no fim da escavação para as cinco condições referentes à parte enterrada da parede e para as duas hipóteses acerca da resistência da interface solo-cortina.

Observando as Figuras constata-se, no que respeita à influência das condições da parte enterrada da cortina, que a degradação das condições de apoio conduz a um aumento substancial dos deslocamentos laterais muito em especial abaixo da zona escorada, e consequentemente a um aumento dos assentamentos da superfície. É interessante constatar que em todos os casos os deslocamentos máximos ocorrem abaixo do fundo da escavação.

Quando a cortina atinge o estrato inferior mas a sua ponta está livre (cálculos T13 e T13a) ocorrem deslocamentos significativos no pé para o interior da escavação, o que implica elevadas distorções e grandes gradientes de deslocamentos horizontais naquela zona. Quando não existe altura enterrada verifica-se um importante deslocamento relativo entre a ponta da parede e o solo, sendo este o único caso em que o deslocamento máximo no plano da parede ocorre no solo e não nesta última.

Os deslocamentos acima da base da escavação são semelhantes para todos os cálculos, o que prova serem eles essencialmente controlados pelo escoramento e pela sequência do processo construtivo.

Passando à análise da influência da resistência da interface solo-cortina, importa em primeiro lugar salientar que esta é extremamente pronunciada. Tal influência atinge a máxima relevância para os cálculos T13 e T13a (cortina enterrada de 10,0 m e extremidade livre) onde a anulação da resistência da interface implica um incremento de cerca de 100 % e 200 % dos valores máximos dos deslocamentos laterais e assentamentos, respectivamente.

Nos cálculos T12 e T12a (parede articulada no pé) a relevância é um pouco menor já que em ambos é imposto o deslocamento nulo do pé da parede. Nos restantes cálculos, em que a penetração da parede no maciço subjacente à escavação é parcial, a influência da resistência da interface decresce progressivamente.

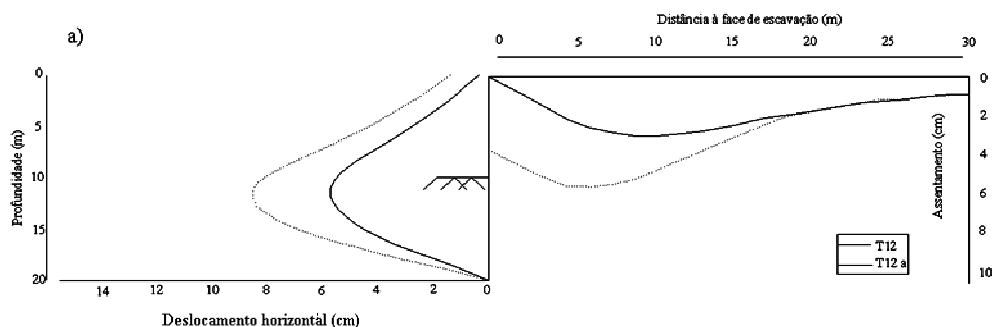


Figura 2.5 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina e assentamentos da superfície no fim da escavação, cálculos T12 e T12a (Fortunato e Matos Fernandes, 1997).

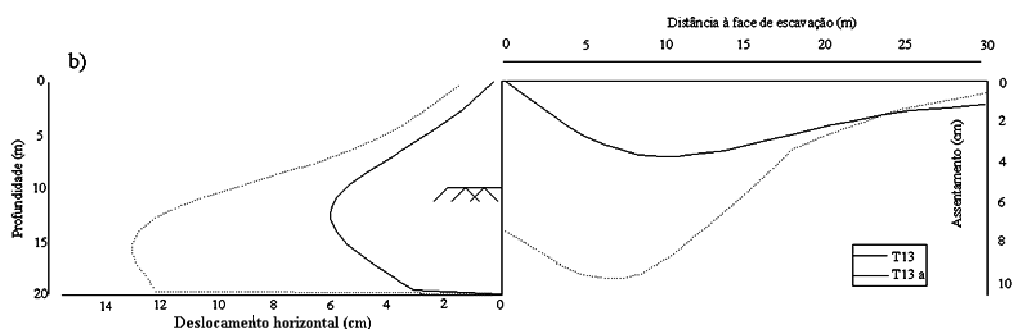


Figura 2.6 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina e assentamentos da superfície no fim da escavação, cálculos T13 e T13a (Fortunato e Matos Fernandes, 1997).

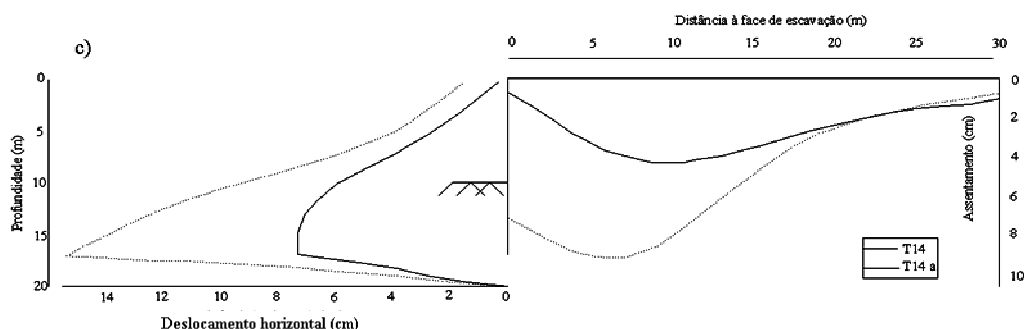


Figura 2.7 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina e assentamentos da superfície no fim da escavação, cálculos T14 e T14a (Fortunato e Matos Fernandes, 1997).

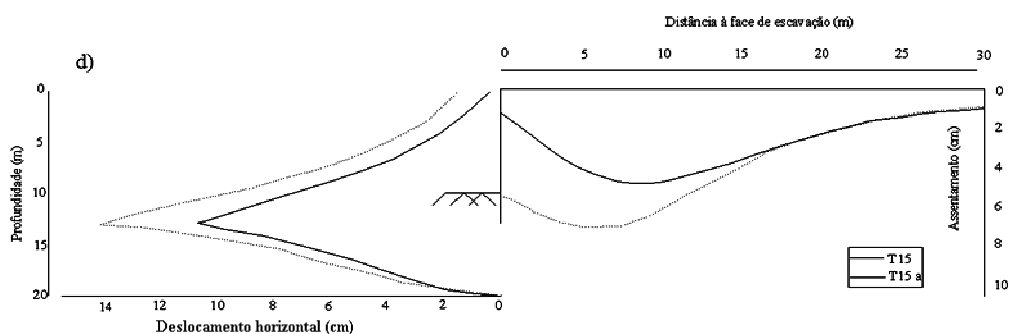


Figura 2.8 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina e assentamentos da superfície no fim da escavação, cálculos T15 e T15a (Fortunato e Matos Fernandes, 1997).

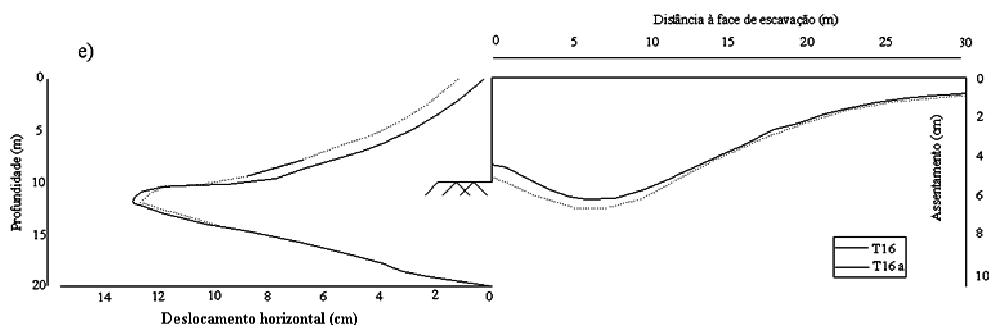


Figura 2.9 – Deslocamentos horizontais no plano da cortina e assentamentos da superfície no fim da escavação, cálculos T16 e T16a (Fortunato e Matos Fernandes, 1997).

Como se constata, no estudo acima apresentado, os deslocamentos máximos em solos argilosos moles ocorrem abaixo do nível da escavação e os deslocamentos acima da base de escavação são consequência principal do processo construtivo e do sistema de escoras adoptado. Devido a isto, surgiram algumas abordagens com o intuito de diminuir o deslocamento máximo da cortina, e consequentemente os restantes deslocamentos, de forma a dotar a escavação de um melhor desempenho. Uma das primeiras soluções foi a utilizada no túnel Studenterlunden no centro de Oslo em que se usou paredes moldadas transversais (Eide et al, 1972; Karlsrud, 1976). Mais recentemente surgiram outras soluções que consistem em introduzir *jet-grouting*, abaixo do fundo da escavação e antes de realizar a mesma, de diversas formas (colunas, blocos, lajes contínuas e descontínuas). As introduções destes elementos têm-se revelado muito importante, com resultados excelentes, como se verá nos próximos capítulos. O objectivo nestas obras consiste em reduzir os deslocamentos horizontais da cortina e consequentemente os assentamentos da superfície serão mais diminutos, protegendo desta forma eventuais edifícios vizinhos à escavação.

2.3. ESTABILIDADE DA BASE EM ESCAVAÇÕES PROFUNDAS

Para escavações pouco profundas, Terzaghi (1943) propôs um método para determinar o factor de segurança partindo de três hipóteses: i) é infinito o desenvolvimento da escavação; ii) é nula a altura enterrada da cortina; iii) a resistência ao corte do solo está integralmente mobilizada até à superfície do terreno.

Para o caso de escavações profundas, Bjerrum e Eide (1956) propuseram uma configuração diferente para a superfície de rotura de Terzaghi (1943). Devido à observação de casos reais constataram que para relações de alturas h/B bastante elevadas a rotura do fundo pode ocorrer com plastificação circunscrita à vizinhança da base de escavação, isto é, sem mobilização da resistência ao corte do maciço até à superfície do terreno.

A rotura do fundo da escavação é avaliada como a capacidade de carga de uma sapata, tomando o coeficiente de segurança a forma:

$$FS = \frac{c_u N_c}{\gamma h + q} \quad (2.1)$$

em que o valor do factor de capacidade de carga (N_c) é obtido através do ábaco da Figura 2.10, proposto por Skempton (1951) para sapatas profundas; o q representa uma eventual sobrecarga no terreno e h a altura escavada.

Analogamente ao estudado por Terzaghi (1943), no caso da existência de uma altura enterrada cortina (d), Bjerrum e Eide (1956) propõem a seguinte expressão para o cálculo do factor de segurança:

$$FS = \frac{c_u N_c + \gamma d + \frac{2dc_a}{B}}{\gamma h + q} \quad (2.2)$$

em que B representa a largura de escavação e c_a é a adesão ao longo do comprimento enterrado da cortina do lado escavado.

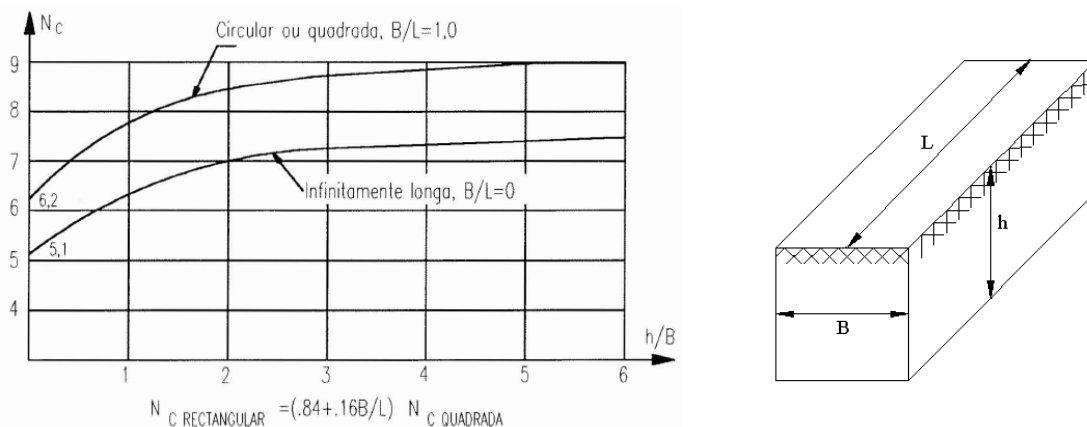


Figura 2.10 – Valores do factor de capacidade de carga de sapatas (N_c) estabelecidos por Skempton (1951).

Quando o coeficiente de segurança é menor que a unidade, o facto de se prolongar a cortina no interior do maciço pode ser insuficiente para garantir a estabilidade da obra. Nestes casos, uma das alternativas será o prolongamento da parede até um estrato resistente inferior, onde a sua extremidade ficará apoiada.

De modo a contabilizar somente o contributo da adesão que se desenvolve entre o solo e a cortina, até à base da escavação, nas situações em que esta é prolongada até um estrato rijo e é impedida de se deslocar verticalmente, Gill e Lukas (1990) propuseram a seguinte expressão para o coeficiente de segurança:

$$FS = \frac{c_u N_c}{\gamma h + q - c_a \bar{a}} \quad (2.3)$$

Nesta expressão c_a representa a adesão entre a parede e o solo acima da base de escavação.

O prolongamento da cortina até um estrato mais resistente poderá, contudo, promover grandes esforços na parte enterrada da cortina, em especial quando o estrato resistente se encontre a profundidade significativa.

É, contudo, possível realizar escavações com coeficientes de segurança substancialmente inferiores à unidade sem ocasionar deslocamentos muito elevados, desde que a cortina possa suprir as pressões que o maciço do lado da escavação é incapaz de fornecer transmitindo-as aos seus próprios pontos de apoio, isto é, às escoras e à extremidade inferior.

Mana e Clough (1981) desenvolveram o ábaco representado na Figura 2.11 que relaciona o máximo deslocamento horizontal da cortina (expresso como percentagem de profundidade de escavação) com o factor de segurança ao levantamento da base (calculado pela metodologia proposta por Terzaghi), com base em resultados da observação de obras com estruturas predominantemente de estacas prancha de aço com penetração parcial ou total.

Uma nova base de dados foi recentemente desenvolvida por Moormann (2004), como se ilustra na Figura 2.11. Este estudo compreendeu 530 casos históricos internacionais, em que 300 dos casos sucederam entre 1991 e 2001 e cerca de 160 entre os anos de 1980 a 1989. Apenas alguns casos, 60, foram considerados antes dos anos 80.

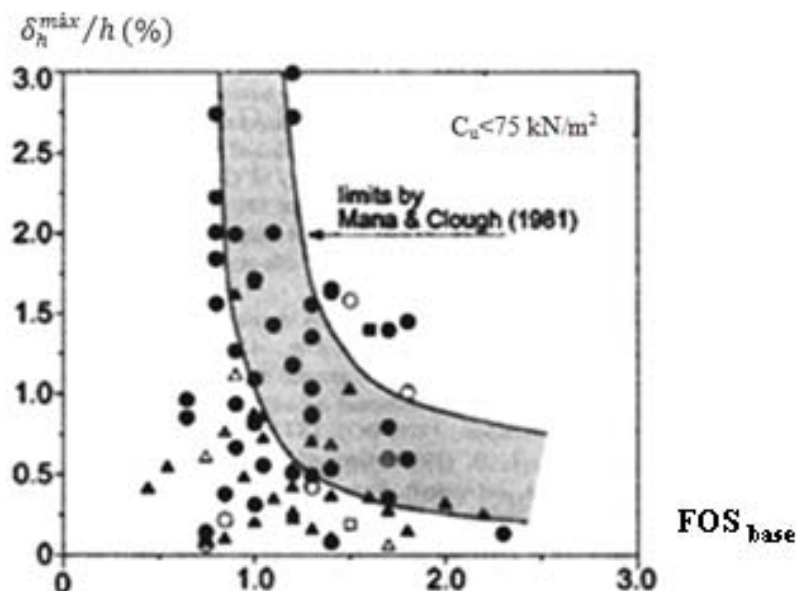


Figura 2.11 – Deslocamento horizontal máximo da parede versus factor de segurança ao levantamento da base em argilas moles a médias elaborado por Moormann (2004).

É interessante observar que com a introdução de novas técnicas de construção e paredes mais rígidas se obtiveram melhores resultados comparativamente com os limites propostos por Mana e Clough (1981).

Porém, para um dado factor de segurança continua a haver uma dispersão de resultados bastante elevada, podendo os valores do deslocamento decuplicar. Também se renova a ideia, proposta por Mana e Clough (1981), que para factores de segurança próximos da unidade é quando se regista maior dispersão de resultados.

No entanto, convém realçar, como demonstra a base de dados composta por Moormann (2004), que neste tipo de solos os deslocamentos horizontais poderão ser bastante elevados. Para uma profundidade de escavação de 25 m e uma relação de $\delta_h^{\max}/h$ de 2 % tem-se um máximo deslocamento horizontal de 50 cm.

Para contornar estes elevados deslocamentos uma das primeiras soluções implementadas ocorreu no túnel Studenterlunden em Oslo. Esta abordagem, revolucionária na realização de escavações profundas em solos moles, encontra-se descrita no subcapítulo seguinte.

2.3.1. A SOLUÇÃO DO METRO DE OSLO

Caso merecedor de referência especial foi a solução usada no túnel Studenterlunden no centro de Oslo, túnel de dois andares (*cut-and-cover*) para metropolitano e comboio, escavado em argilas sensíveis com o substrato a profundidades entre 35 e 40 m.

Tendo em conta a elevada distância entre a base da escavação e o substrato, a solução adoptada não envolveu neste caso o prolongamento da cortina até ao firme. Como mostra a Figura 2.12, as duas paredes moldadas de betão armado longitudinais com 20 m de altura foram travadas, abaixo da laje de fundo do túnel, por paredes transversais, construídas previamente à escavação, também pela técnica das paredes moldadas no terreno.

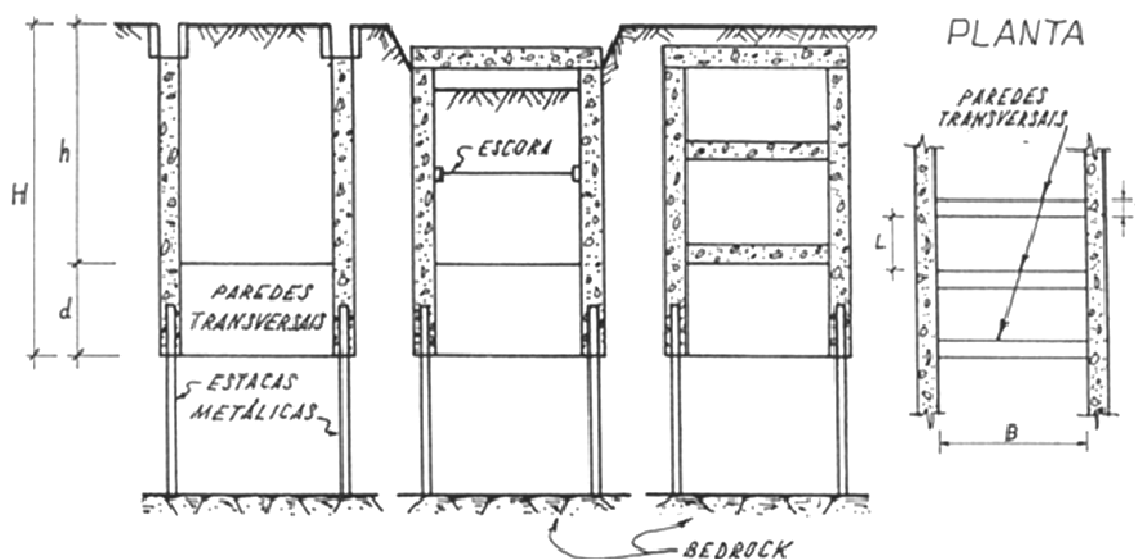


Figura 2.12 – Esquema construtivo para atingir grande profundidade em solos moles sem rotura do fundo (Eide et al, 1972; Karlsrud, 1976).

Estes painéis, além de tornarem a estrutura global significativamente mais rígida, contribuem para a estabilidade da base, quer pelo facto de se desenvolver adesão entre eles e o solo envolvente, quer pela acção estabilizadora desse mesmo solo.

A Figura 2.13 ilustra os deslocamentos observados nesta obra. Estes representam cerca de 0,5 % da profundidade de escavação. Os resultados obtidos são bastante positivos em relação aos que seriam previsíveis que ocorressem com soluções tradicionais, naquelas condições extremamente desfavoráveis.

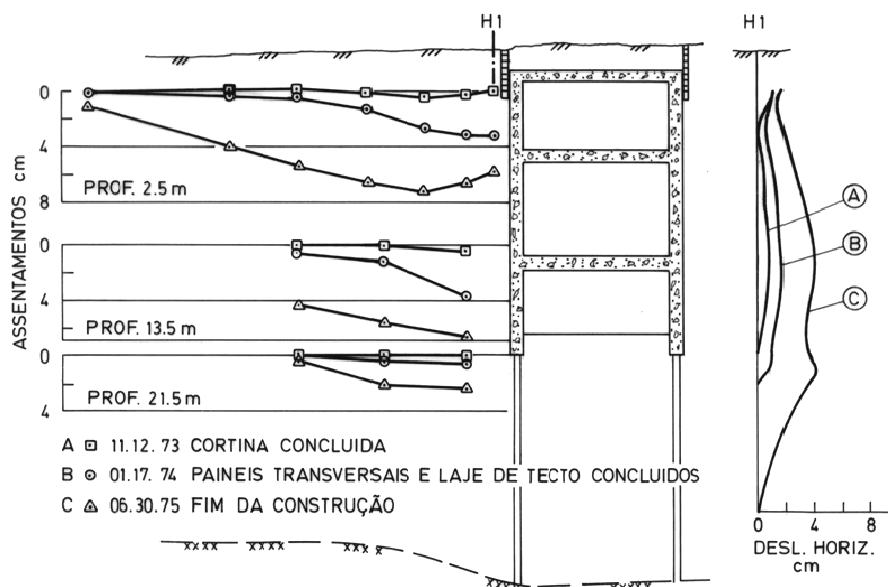


Figura 2.13 – Deslocamentos observados no túnel ferroviário Studenterlunden em Oslo (Eide et al, 1972; Karlsrud, 1976).

2.4. DESLOCAMENTOS

Uma das preocupações que os projectistas têm de resolver é acautelar a ocorrência de deslocamentos excessivos, que provoquem danos na própria estrutura e estruturas vizinhas, aquando da realização de uma determinada escavação.

Antes do surgimento do método dos elementos finitos a previsão dos deslocamentos, numa escavação, era efectuada a partir de observações de obras similares. Peck (1961) elaborou uma carta de assentamentos da superfície do terreno tendo como base várias observações de escavações com estruturas de suporte tradicionais. Esta carta encontra-se definida na Figura 2.14. É de realçar que estas relações não têm em conta os parâmetros relativos à estrutura de suporte. Hoje sabe-se que estes parâmetros afectam de igual forma, ou mesmo mais, que a resistência e a deformabilidade do maciço (Palmer e Kenney, 1972; Mana, 1978). Nesta carta pode-se constatar, de forma particularmente clara, as dificuldades que os solos moles colocam às escavações. Desta forma, a grandeza típica dos assentamentos observados, induzidos pelas escavações em solos moles, ultrapassava na época 1 % a 2 % da profundidade da escavação. Tendo em conta as profundidades alcançadas nas escavações actuais esta tendência seria fortemente danosa para as edificações vizinhas.

No fim da década de 60 ocorreu uma viragem na execução de escavações. Passou a utilizar-se cortinas de paredes moldadas e o seu dimensionamento começou a ser feito a partir do método dos elementos finitos a partir da década seguinte. Esta mudança conduziu a uma notável capacidade de realizar obras com movimentos mais reduzidos. A utilização de cortinas de paredes moldadas apresenta diversas vantagens, nomeadamente: i) a instalação é prévia à escavação geral, deste modo a descompressão do terreno é reduzida; ii) é elevada a rigidez à flexão destes elementos; iii) consegue-se atravessar elevadas espessuras de solos moles, podendo o seu pé ser selado em camadas rijas a grande profundidade.

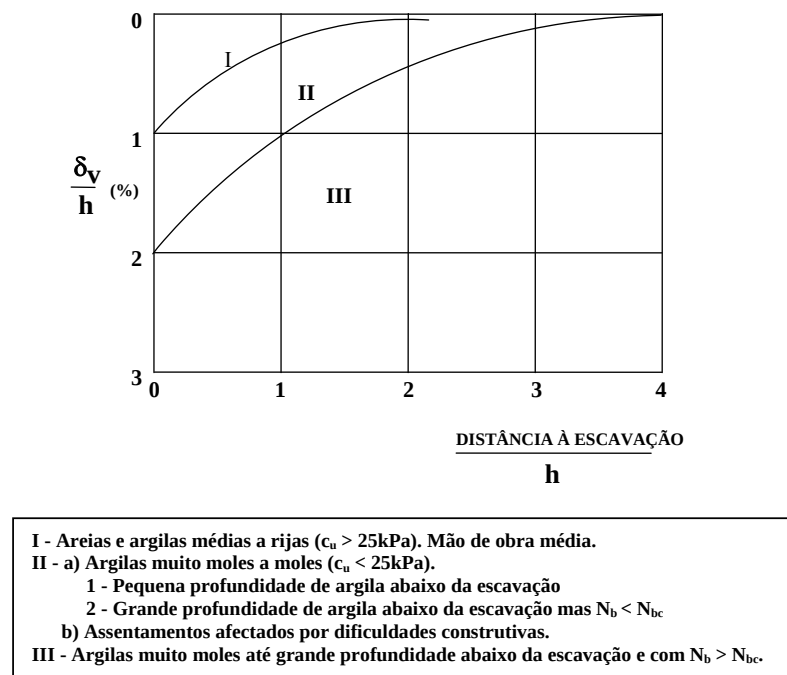


Figura 2.14 – Assentamentos previsíveis junto a escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck, 1969).

Estas novas tecnologias, conjugadas com novos métodos de análises, permitem realizar escavações profundas em solos argilosos moles com controlo dos movimentos na vizinhança dentro de limites muito mais reduzidos do que os apresentados na carta de assentamentos de Peck.

Estes melhoramentos podem ser comprovados através da comparação da Figura 2.14 com a Figura 2.15, na qual constam resultados sintetizados por Clough e O'Rourke (1990) da observação de assentamentos associados a escavações escoradas, quer em cortinas de betão, quer com estacas-prancha de aço.

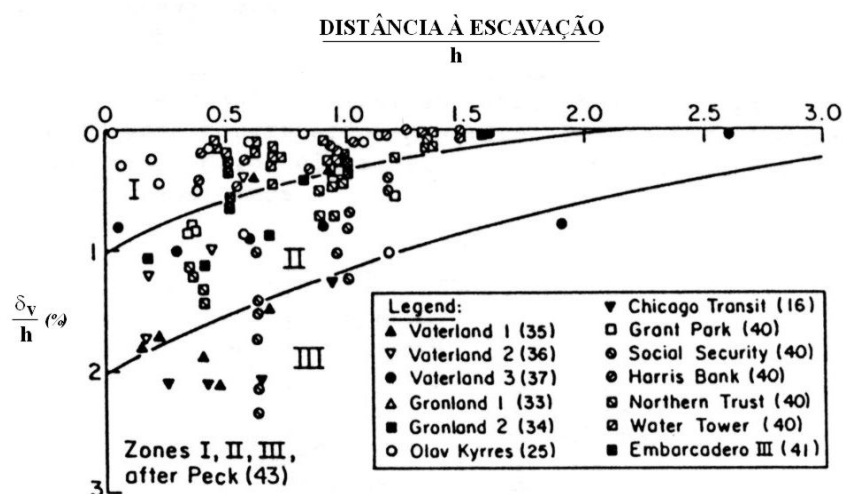


Figura 2.15 - Assentamentos observados junto de escavações em argilas moles a médias sobrepostas na carta de Peck (Clough & O'Rourke, 1990).

2.5. MELHORAMENTO DOS SOLOS PARA A REALIZAÇÃO DE ESCAVAÇÕES PROFUNDAS

2.5.1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento subterrâneo das cidades, especialmente em zonas aluvionares, conduziu a um contínuo desenvolvimentos de técnicas de escavação em solos argilosos moles. A técnica mais recente, em Portugal, consiste na introdução de *jet-grouting* no interior da escavação, dotando desta forma o solo de uma maior resistência passiva e aumentando a adesão solo-estrutura. Para além do *jet-grouting*, também se vai mencionar neste subcapítulo intervenções com utilização de duas outras metodologias de melhoramento, o *deep soil mixing* e o *compaction grouting*.

Existem algumas menções na literatura sobre estas problemáticas, os locais das intervenções são sobejamente conhecidos pelo histórico que possuem sobre solos aluvionares: Shanghai (Hu, Z. F. et al, 2003; Zhong W. Wang et al, 2005, Liu, G. B., 2005), Lisboa (Matos Fernandes, M. et al, 2007), Taiwan (Hsieh, H. S., 2003), Tóquio (Akagi, H., 2004) e Boston (O'Rourke, T. D. e McGinn, A. J., 2006) são cidades que já experimentaram o uso de melhoramentos do solo, dotando com isto as suas estruturas de suporte de terras de melhores desempenhos.

Apresenta-se de seguida algumas noções de tratamentos de solo com *jet-grouting*, *deep soil mixing* e *compaction grouting*.

2.5.2. JET-GROUTING

O *jet-grouting* consiste no melhoramento de solos directamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando um ou mais jactos horizontais de elevada velocidade (cerca de 250 m/s) que aplicam a sua elevada energia cinética na desagregação da estrutura do terreno natural e na mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado. Surge, então, um material de características mecânicas reforçadas e de menor permeabilidade.

O processo físico do *jet-grouting* envolve, principalmente, três etapas, nomeadamente:

- corte – a estrutura inicial do solo é quebrada e as partículas ou fragmentos de solo são dispersos pela acção de um ou mais jactos horizontais de alta velocidade;
- mistura e substituição parcial – as partículas desagregadas são misturadas com a calda de cimento injectada a partir dos bicos de injeção;
- cimentação – as partículas de solo são aglutinadas entre si através do papel auto-endurecedor da calda, formando um material consolidado.

Na Figura 2.16 apresenta-se a construção de colunas e de “lajes” de *jet-grouting*. A principal diferença entre as colunas e “lajes” prende-se com o facto de o tratamento vir ou não até à superfície.

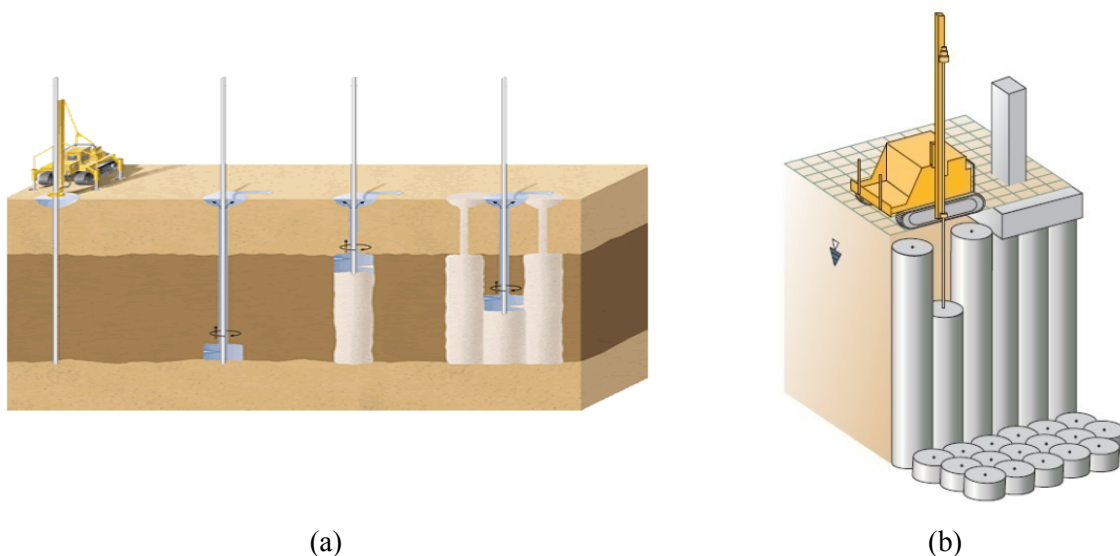


Figura 2.16 – Aplicação da técnica *jet-grouting* em colunas (a) e em "lajes" (b) (www.haywardbaker.com).

Existem três sistemas tradicionais de *jet-grouting*. A selecção do sistema mais apropriado, é geralmente determinada pelas condições *in situ* do solo, experiência no sistema e naquele solo, diâmetro pretendido para as colunas e a resistência exigida para o material tratado. O sistema de jacto simples (JET 1) apenas introduz no solo um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, para desagregar e misturar com as partículas de solo. Este sistema é normalmente empregue em solos sem coesão. O sistema de jacto duplo (JET 2) difere do simples pela utilização de ar comprimido a envolver o jacto de calda. A acção desagregadora e de mistura é de igual forma exercida pelo jacto de calda de elevada velocidade, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jacto. Este segundo sistema de *jet-grouting* é mais eficaz em solos coesivos do que o sistema de jactos simples. O sistema de jacto triplo (JET 3) consiste na separação das acções de erosão e de mistura com o solo desagregado. Assim, o sistema triplo é composto por um jacto de água mais ar que é responsável pela destruição da estrutura de terreno e um jacto de calda responsável pela mistura da calda com o terreno, dando origem a um corpo solidificado. Este sistema triplo é o mais eficaz em solos coesivos. A Figura 2.17 apresenta um esquema de cada um destes sistemas de *jet-grouting*.

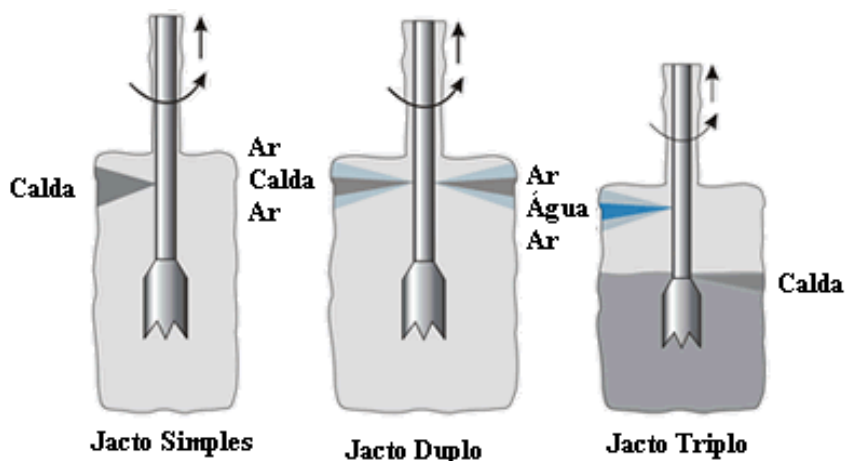


Figura 2.17 – Sistemas de *Jet-Grouting* (www.haywardbaker.com).

Recentemente surgiu um sistema de *jet-grouting* chamado “super *jet-grouting*”. Este sistema deriva do sistema de jacto duplo tendo porém a vantagem de utilizar o aparelho de uma forma mais eficaz, com maior energia, para criar um material compósito de melhor qualidade. Depois de se alcançar a profundidade de perfuração, o processo é iniciado com maior velocidade, utilizando o jacto de ar e a pasta de calda para destruir e se misturar com o solo, enquanto a bombagem do fluido de perfuração é interrompida. Este sistema utiliza bicos de injeção opostos. Usando uma rotação e elevação muito lentas consegue-se colunas de solo tratado com 3-5 m de diâmetro. Este sistema é o mais eficaz para a estabilização de fundos de escavação.

A Figura 2.18 ilustra o tratamento com o sistema “super *jet-grouting*”.

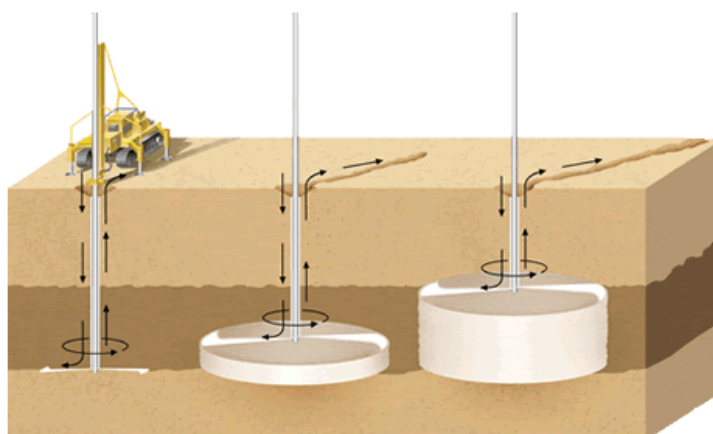


Figura 2.18 – Aplicação do “super *jet-grouting*” (www.haywardbaker.com).

A previsão das características mecânicas de um qualquer tipo de solo sujeito ao tratamento por *jet-grouting* é dificultada pelas incertezas associadas à composição final do material. Estas incertezas são fruto de dúvidas na quantidade de material tratado, na granulometria do material resultante, do respectivo teor em água e da relação água - cimento. No Quadro 2.1 indicam-se valores de resistência à compressão respeitantes à utilização desta técnica constantes na literatura.

Consultando o quadro é notória a dispersão de resultados que se obtêm para o mesmo material. O ideal para a modelação deste material aquando da realização de um projecto é recorrer à experiência obtida no local, ou em locais semelhante. Caso essa experiência não exista será proveitoso efectuar um pequeno tratamento no local e retirar amostras para realizar ensaios prévios (colunas de ensaio).

Características como a resistência à tracção e ao corte, a permeabilidade e módulo de deformabilidade também exibem grande dispersão, devido às mesmas razões apresentadas anteriormente para a resistência à compressão.

Quadro 2.1 – Resistência à compressão de material tratado por *jet-grouting* (adaptada de Carreto, 1999).

Autores	Resistência à compressão consoante o tipo de solo (MPa)		
	Argila orgânica	Argila	Silte
Langbehn (1986)	-	8 a 12	8 a 12
Mosiici e Guatteri (1986)	-	2,2	6
Paviani et al (1989)	-	1 a 5	1 a 5
Teixeira et al (1989)	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5
Welsh e Burke (1991)	-	1 a 5	1 a 5
Guatteri et al (1994)	-	0,5 a 4	1,5 a 5
JJGA (1995)	0,3	1	1 a 3
Hsii-Sheng Hsieh et al (2002)	-	> 1,5	-
Matos Fernandes e Almeida e Sousa (2003)	-	4	-
Shibazaki (2003)	-	1 a 3	-

2.5.3. DEEP SOIL MIXING

O *Deep Soil Mixing (DSM)* é também conhecido por *Soil Mixing* ou por *Deep Mixing Method (DMM)*. O objectivo deste método é melhorar as características do solo *in situ*, como a compressibilidade, a resistência ao corte e à tracção e a permeabilidade através de aditivos químicos que reagem com o solo.

O *DSM* é uma tecnologia de tratamento do solo *in situ* em que este é misturado com cimento e (ou) outros materiais (por exemplo, gesso, cal ou cinzas). Estes materiais aglutinantes quimicamente reactivos podem ser introduzidos na forma seca (*Dry mixing*) ou em pasta (*Wet mixing*). A execução desta técnica consiste no posicionamento, penetração e retorno de um equipamento. Numa primeira fase é efectuada a furação no solo até à profundidade a que se pretende efectuar o tratamento. O equipamento para a realização deste método possui um trado que, após a respectiva penetração permite a injeção de calda de cimento a baixa pressão pelo interior do tubo. Inicia-se, então, o processo de ascensão com rotação e injeção simultânea de calda de cimento que é misturada com o solo envolvente, formando-se colunas até à superfície. A Figura 2.19 ilustra a aplicação desta metodologia. Existem, contudo, máquinas mais recentes que misturam o material introduzido quer na fase de penetração que na fase de retirada do equipamento.

O material solo-cimento produzido apresenta, geralmente, elevada resistência, baixa compressibilidade e permeabilidade, comparativamente com o solo inicial. As propriedades obtidas reflectem as características iniciais do solo, as variáveis associadas à escavação (principalmente o método de mistura) e as características do material, quimicamente reactivo, utilizado.

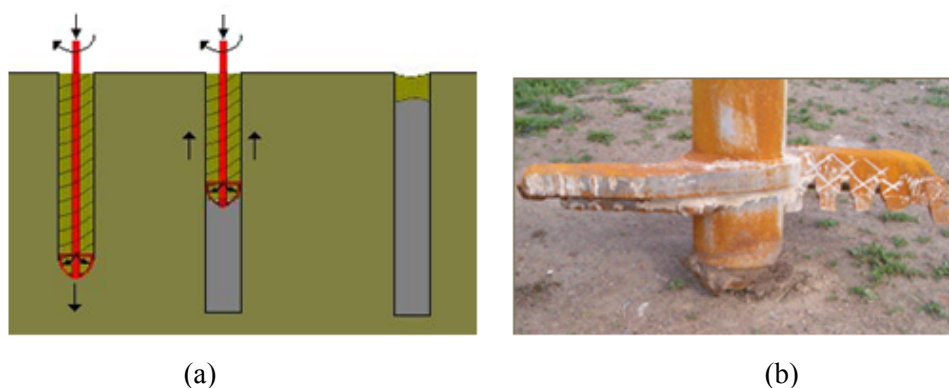


Figura 2.19 – (a) Faseamento construtivo do *Deep Soil Mixing*; (b) Detalhe do trado com respectiva pá cortante da máquina que produz o *Deep Soil Mixing* (www.geo-solutions.com).

O aparecimento do *Deep Mixing* teve origem, em 1960, no Japão e na Suécia. Surgem então duas escolas: a Nórdica e a Japonesa, cujas diferenças essenciais se referem ao equipamento utilizado.

O *Dry Mixing* é principalmente utilizado para um melhoramento de solos coesivos enquanto o *Wet Mixing* é para melhoramento das características de solos granulares. Para algumas aplicações, como por exemplo para resolver problemas de liquefacção o *Dry Mixing* pode também ser usado solos granulares soltos.

Em relação ao método seco (*Dry Mixing*) os equipamentos dos países nórdicos estão capacitados para instalar colunas até aos 25 m de profundidade, com diâmetro entre os 0,6 e 1,0 m. As colunas podem ser inclinadas até 70° com a vertical. As máquinas apenas têm uma vara de mistura, a energia necessária à homogeneização do material e a quantidade introduzida são monitorizadas e, em alguns casos, automaticamente controladas de forma a se alcançar um solo uniforme. A técnica Japonesa é mais elaborada; nesta os equipamentos possuem uma ou duas varas com diâmetros que podem ir de 0,8 a 1,3 m e conseguem efectuar tratamentos até 33 m de profundidade. As lâminas que têm a função de desestruturar o solo e posteriormente o homogeneizar possuem uma rotação adicional para não permitir a adesão entre o solo tratado e as lâminas. O Quadro 2.2 contém uma comparação entre estas duas técnicas.

Quadro 2.2 – Comparação entre a técnica Nórdica e Japonesa no que concerne ao *Dry Mixing* (baseada na EN 14679, 2006).

	Técnica Nórdica	Técnica Japonesa
Número de varas por equipamento	1	1 ou 2
Diâmetro do equipamento de mistura	0,6 a 1,0 m	0,8 a 1,3 m
Profundidade máxima do tratamento	25 m	33 m
Posição de saída da mistura no equipamento	1 no fundo da vara	1 ou 2 no fundo da vara e nas lâminas de mistura
Pressão de injeção	400 a 800 kPa	< 300 kPa

No *Wet Mixing* o material reactivo habitualmente introduzido é o cimento, embora areia ou outros aditivos possam ser adicionados sempre que necessário. A quantidade necessária de cimento pode aumentar em profundidade, dependendo dos objectivos da intervenção em causa. Em estruturas de suporte pode-se introduzir barras de aço nestas colunas antes de o material endurecer. Se necessário deve recorrer-se a vibradores para efectuar esta introdução. No Japão esta técnica é frequentemente usada em mar e em terra. Em construções em terra as máquinas possuem uma, duas ou quatro varas de mistura, cada uma com diversos níveis de lâminas com um diâmetro de 1,0 a 1,3 m. Em tratamentos subaquáticos são usadas grandes plataformas para instalar os equipamentos. Estes equipamentos normalmente têm mais de duas varas de mistura e conseguem alcançar cerca de 70 m de profundidade em relação ao nível da água.

O *Wet Mixing* é em regra usado na Europa do sul e central, Estados Unidos da América e Japão. O Quadro 2.3 contém uma comparação entre a técnica Europeia e Japonesa.

Esta metodologia de tratamento de solos foi adoptada nos Estados Unidos da América há largos anos. Recentemente, em Junho de 2006, foi utilizado este tratamento numa obra em São Francisco para reforçar o aterro do maior reservatório de água potável “*Sunset Reservoir*” (Barron et al, 2006). Inspecções geotécnicas revelaram problemas de liquefacção nas fundações do aterro. A Figura 2.20 (a) mostra o equipamento utilizado nesta obra com cinco varas de mistura.

Quadro 2.3 - Comparação entre a técnica Europeia e Japonesa no que concerne ao *Wet Mixing* (baseada na EN 14679, 2006).

	Técnica Europeia	Técnica Japonesa	Técnica Japonesa subaquática
Número de varas por equipamento	1 a 3	1 a 4	2 a 8
Diâmetro do equipamento de mistura	0,4 a 0,9 m	1,0 a 1,3 m	1,0 a 1,6 m
Profundidade máxima do tratamento	25 m	48 m	70 m em relação ao nível da água
Posição de saída da mistura no equipamento	Fundo da vara	Fundo da vara e nas lâminas de mistura	Fundo da vara e nas lâminas de mistura
Pressão de injeção	500 a 1000 kPa	300 a 600 kPa	300 a 800 kPa

Uma das vantagens deste método comparativamente com o *jet-grouting* consiste na ausência de refluxo. Como se sabe, na metodologia *jet-grouting* o refluxo pode ser bastante significativo. A Figura 2.20 (b) evidencia duas imagens do *Wet Mixing* em que se verifica a ausência de refluxo. Outra das vantagens deste tratamento é que se pode realizar as colunas de solo tratado sem ser necessário retirar água do local. Adiante (em 2.5.5.1) apresenta-se uma escavação para a construção das fundações de um edifício em Shanghai, em que esta técnica é utilizada.



(a)



(b)

Figura 2.20 – (a) Equipamento utilizado na obra em “Sunset Reservoir” (www.cement.org); (b) Processo de mistura do Wet Mixing (www.keller.co.uk).

2.5.4. COMPACTION GROUTING

O *compaction grouting* consiste em introduzir no terreno uma argamassa plástica a elevadas pressões que devido à sua viscosidade não preenche os espaços vazios mas provoca uma deslocação do terreno. A Figura 2.21 apresenta o faseamento construtivo deste tipo de metodologia. É introduzido um tubo no terreno, com a inclinação e comprimento definidos em projecto, até à zona que vai ser primeiramente tratada. De seguida, inicia-se as injeções com o fluido a exercer forças radiais em todas as direcções, desta forma arrastando e compactando o solo adjacente. É utilizada uma baixa taxa de fluido de forma a prevenir a fractura excessiva do solo e a facilitar a dissipação dos excessos de pressão neutra. Posteriormente o tubo é recolhido para uma menor profundidade sendo o processo novamente iniciado. A capacidade de o solo à superfície resistir à injeção e o seu consequente levantamento limita normalmente a compactação num determinado solo. Em regra, é usada instrumentação para detectar estes movimentos na superfície ou em edificações.

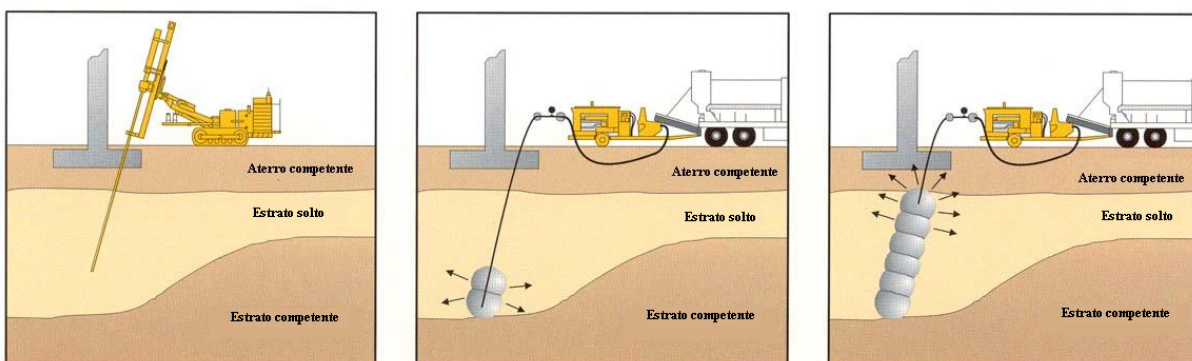


Figura 2.21 – Faseamento construtivo do *compaction grouting* (www.haywardbaker.com).

Este método é preferencialmente empregue em solos arenosos, uma vez que as elevadas pressões de aplicação em solos argilosos se transmitem à água intersticial e a consequente drenagem lenta pode provocar fenómenos de instabilidade.

A argamassa normalmente utilizada contém percentagens de cimento de 12 a 15 %. A resistência à compressão habitualmente atingida é de 3 a 5 MPa.

As principais vantagens deste método são:

- a sua aplicação a tratamentos pequenos;
- a rapidez de instalação do equipamento;
- a vasta gama de aplicações;
- a possibilidade de aplicação em locais de difícil acesso e com baixo pé-direito;
- o reduzido risco de acidente pelo facto de não ser destrutivo;
- a adaptabilidade a estruturas já existentes;
- a possibilidade de alcançar grandes profundidades.

Observe-se na Figura 2.22 a reduzida dimensão que estes equipamentos podem possuir.

Adiante (ver 2.5.5.2) será referida uma obra realizada em Shanghai com esta metodologia para a criação de duas “lajes” de solo tratado entre paredes moldadas.



Figura 2.22 – Manobrador a utilizar o equipamento da metodologia *Compaction Grouting*.

2.5.5. ALGUNS RESULTADOS EXISTENTES NA BIBLIOGRAFIA RELATIVOS A ESCAVAÇÕES COM PRÉVIO TRATAMENTO DOS SOLOS

2.5.5.1. Utilizando a técnica *DSM (Deep Soil Mixing)*

Hu e Zhou (2002) do departamento de geotecnia da universidade de Tongji e Yue e Tham (2002) do departamento de engenharia civil da universidade de Hong Kong desenvolveram um estudo sobre uma escavação profunda nos solos moles de Shanghai para a construção de um complexo comercial. Esta escavação estava situada na envolvente de dois túneis, que teriam de estar em pleno funcionamento durante a realização dos trabalhos. A Figura 2.23 apresenta a planta da zona. A potencial ocorrência de grandes deformações nos túneis foi a maior preocupação durante o projecto e execução da escavação.

O critério de deformação adotado nesta obra foi: i) a máxima deformação quer vertical quer horizontal, incluindo o assentamento final do edifício, não podia exceder os 20 mm; ii) a máxima deformação no túnel poderia ser de 15 mm; iii) a curvatura da deformação longitudinal não podia exceder 1/15000; iv) a máxima velocidade de vibração teria que ser inferior a 2,5 cm/s.

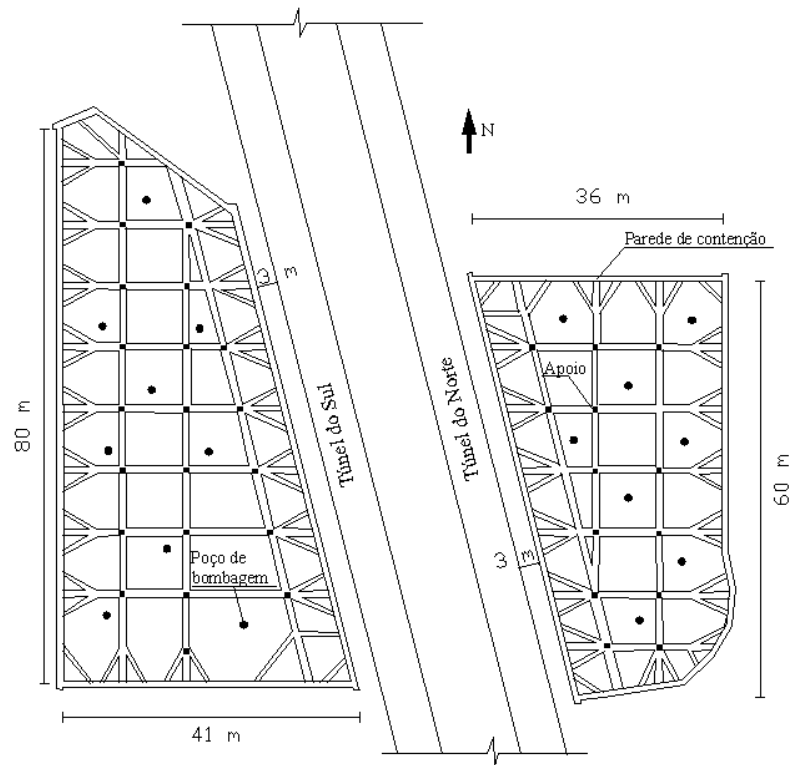


Figura 2.23 - Planta da escavação profunda em Shanghai, para a construção de um complexo comercial (adaptada de Hu et al, 2003).

Apresenta-se na Figura 2.24 um dos perfis geológicos usados neste estudo onde se pode constatar os estratos interessados nesta escavação.

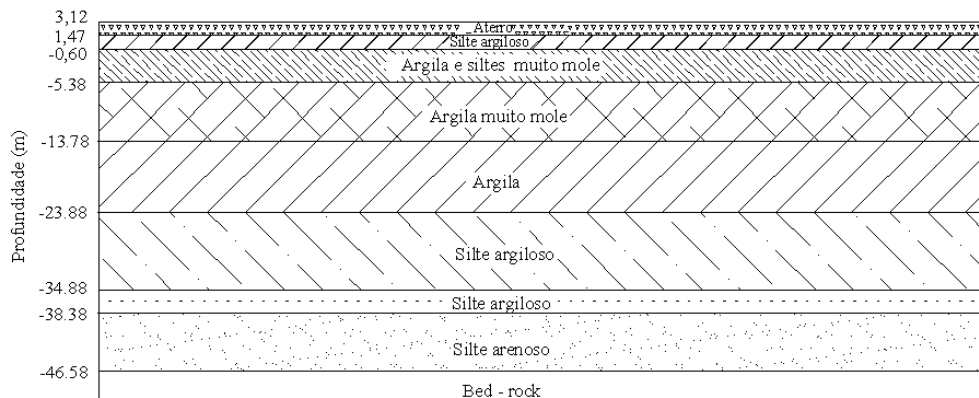


Figura 2.24 – Corte geológico paralelo ao metro (adaptada de Hu et al, 2003).

Para a realização desta escavação, neste tipo de solos e para imposições tão rígidas a nível de deslocamentos, realizou-se uma intervenção mista. Recorreu-se à instalação de escoras à medida que o avanço da escavação o permitia, reforçou-se por tratamento o fundo da escavação (deste modo evita-se um possível levantamento do fundo e aumenta-se a resistência passiva do solo) e melhorou-se as características do terreno na envolvente do túnel e no interior da escavação. O melhoramento foi efectuado através da técnica *DSM* (*Deep Soil Mixing*). A Figura 2.25 é ilustrativa da solução implementada.

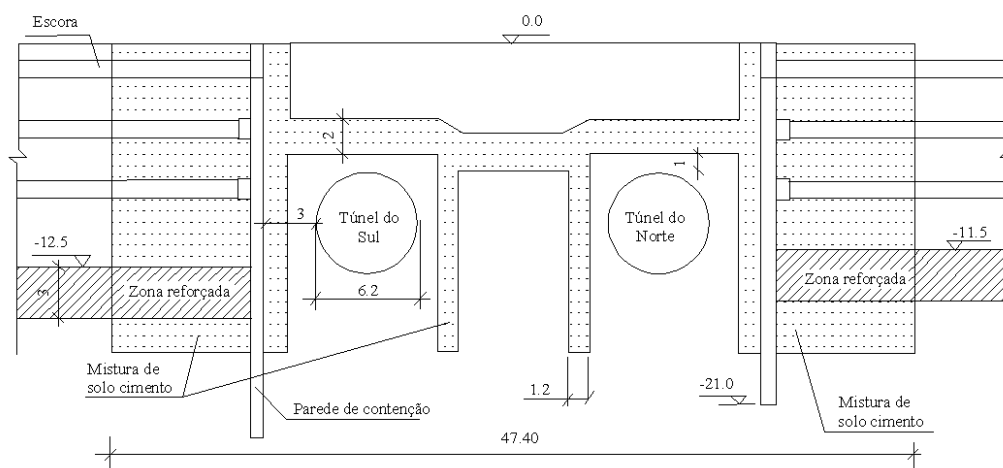


Figura 2.25 – Secção transversal aos túneis, evidenciando a solução implementada (adaptada de Hu et al, 2003).

A escavação não foi realizada de uma só vez ao longo do seu comprimento e da sua profundidade, como demonstra a Figura 2.26, mas sim de uma forma sequencial reduzindo-se assim o impacto do alívio de tensão horizontal.

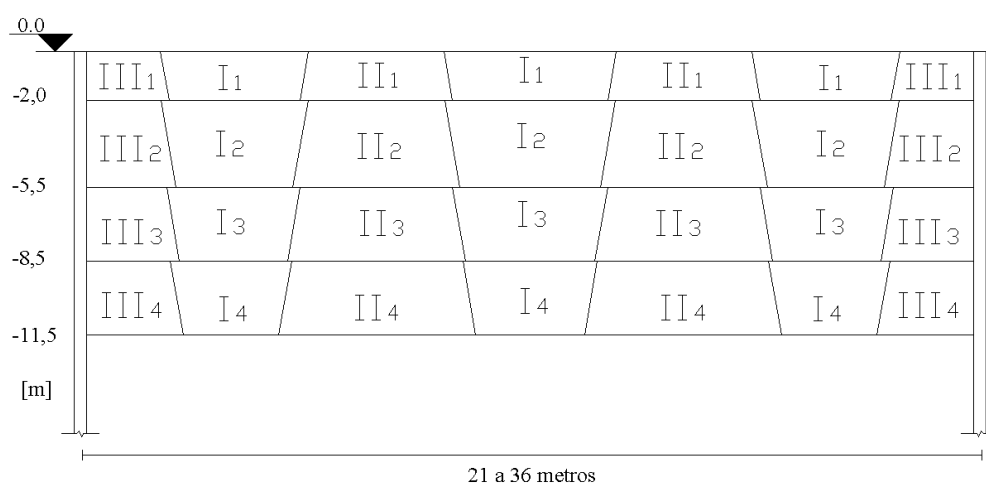


Figura 2.26 – Faseamento da escavação profunda realizada em Shanghai (adaptada de Hu et al, 2003).

É essencial, para o sucesso destas intervenções, tentar alcançar boas previsões respeitantes a deslocamentos verticais do solo suportado e deslocamentos horizontais da estrutura de contenção. Esta solução foi simulada, através do uso do método dos elementos finitos, recorrendo a uma análise plana de deformação. Na Figura 2.27, tem-se uma comparação entre os deslocamentos horizontais pelo método dos elementos finitos e medidos na obra.

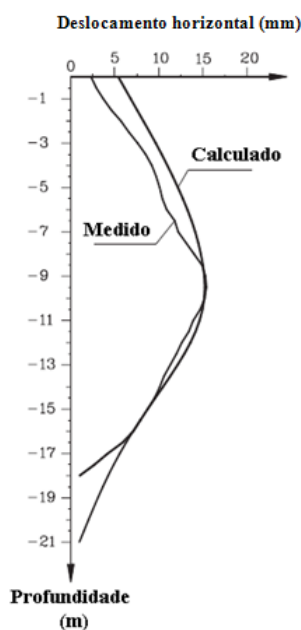


Figura 2.27 – Comparação entre os deslocamentos horizontais medidos e calculados.

Como se pode constatar, as semelhanças são notórias; o deslocamento horizontal é de cerca de 0,12 % da profundidade da escavação. Neste trabalho, com a introdução da bombagem, do *DSM* e da escavação sequencial registou-se uma redução do deslocamento horizontal de 28,5 mm para 14,2 mm, e do deslocamento vertical do solo suportado de 23,1 mm para 7 mm, em relação às previsões efectuadas. Deduz-se, então, que a introdução das medidas definidas anteriormente tem uma efectiva contribuição positiva para a diminuição dos deslocamentos da estrutura e consequentemente dos deslocamentos verticais.

2.5.5.2. Utilizando a técnica *compaction grouting*

Continuando na China, Shanghai, vai mencionar-se uma obra que ocorreu na linha do metro Pearl II na Estação Yishan. Esta menção tem como base um estudo apresentado por Liu et al (2005).

De acordo com as exigências estabelecidas para esta obra, o máximo deslocamento da superfície não podia exceder 0,1 % h e o máximo deslocamento horizontal não podia ser maior que 0,14 % h . Sendo h a profundidade final da escavação. Esta estação tinha como características geométricas uma profundidade de 15,5 m, uma largura de 17,4 m e um comprimento de 335 m. A parede moldada utilizada possui uma espessura de 0,6 m e uma altura total que varia entre 28 e 34 m.

Após a construção da parede moldada efectuaram-se duas “lajes” de *compaction grouting*, situadas entre as profundidades de 8,6 m e 10,6 m (2 m de espessura) e entre 16,6 e 19,6 m (3 m de espessura), na zona passiva da escavação. Testes com o cone penetrometro estático registam um crescimento de resistência de 0,6 para 1,2 MPa nas zonas melhoradas. Na Figura 2.28 mostra-se uma secção transversal da escavação realizada.

O processo construtivo desta estação tem as seguintes etapas principais: construção da parede moldada; criação das “lajes” com *compaction grouting*; sequências de escavação com colocação de escoras até ao 4º nível; de seguida, executa-se uma laje intermédia de betão armado em determinadas zonas (nesta fase a obra sofre uma interrupção durante o período de cura do betão, tendo-se então tempo para estudar como se está a comportar a escavação até à presente fase); de seguida continua-se a escavação com posterior colocação do 5º nível das escoras.

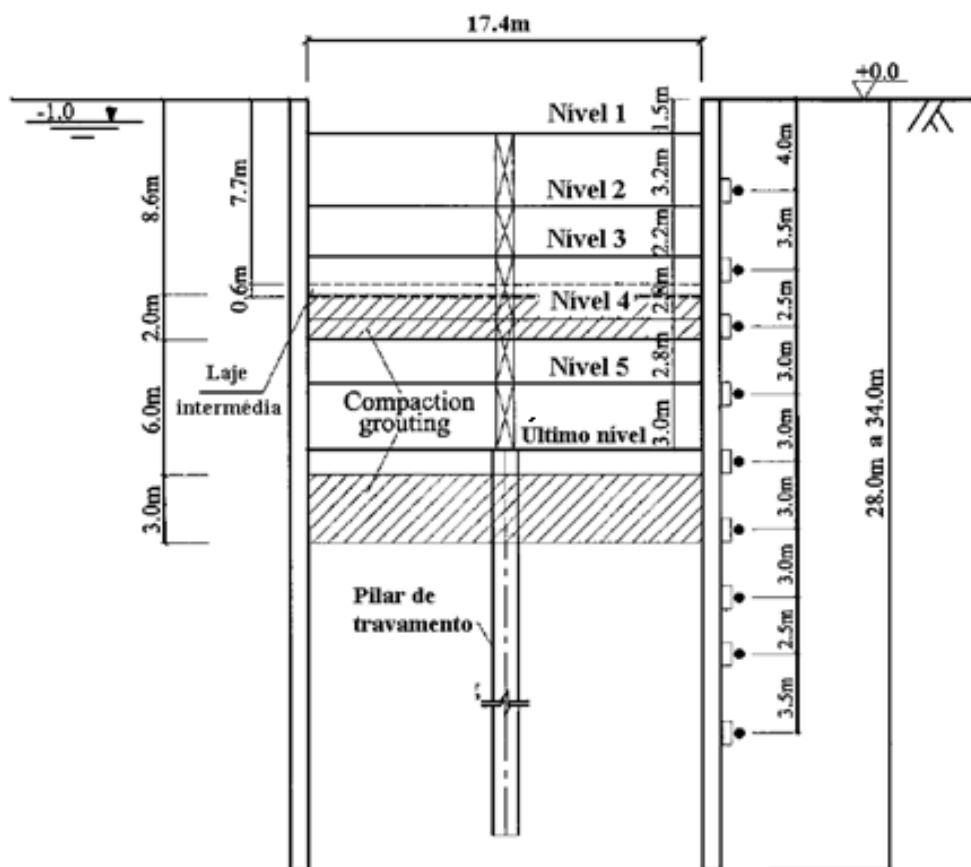


Figura 2.28 – Secção transversal da escavação (Liu et al, 2005).

A Figura 2.29 mostra os deslocamentos horizontais na parede moldada em duas zonas diferentes, nomeadamente, numa zona com laje intermédia e numa zona sem laje intermédia.

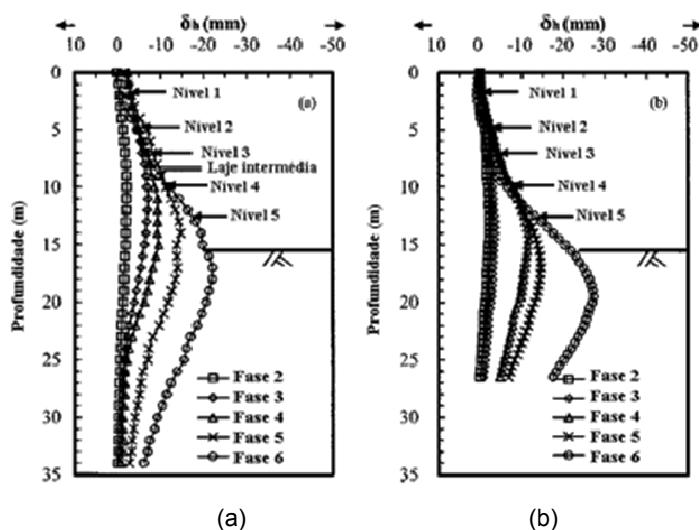


Figura 2.29 – Deslocamentos horizontais da parede numa zona com “laje” abaixo do fundo de escavação e intermédia (a) e sem laje intermédia (b) (adaptada de Liu et al, 2005).

Na Figura 2.30 consta um resumo dos deslocamentos horizontais nos vários inclinómetros usados. Constata-se que os deslocamentos medidos variam entre 20 mm e 37 mm. Geralmente ao aumento do comprimento da cortina correspondem deslocamentos horizontais menores, à excepção do primeiro inclinómetro (esta excepção pode dever-se a uma colocação insuficiente de pré-esforço na escora próxima do primeiro inclinómetro).

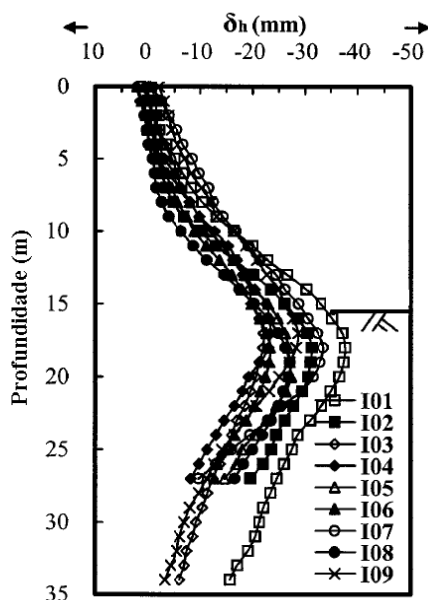


Figura 2.30– Resumo dos deslocamentos horizontais em diversas zonas da intervenção (Liu et al, 2005).

Na Figura 2.31 encontram-se os limites propostos por Mana e Clough (1981) e diversos casos estudados nas argilas da Ásia (Long, 2001). Usando um factor de segurança igual a 2,4 os máximos

deslocamentos propostos por Long (2001) estão assinalados na figura. Em comparação com outros casos históricos, os valores determinados nesta estação (Yishan) situam-se no limite inferior das curvas propostas, mesmo com factores de segurança de 2,2.

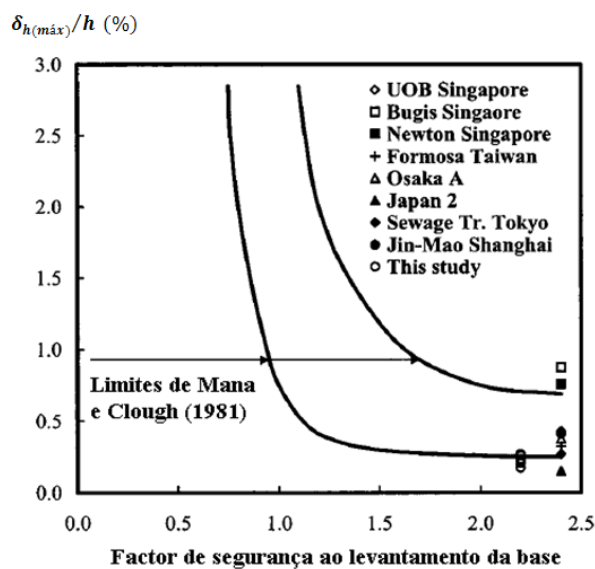


Figura 2.31 – Relação entre o factor de segurança ao levantamento da base e o deslocamento horizontal máxima da parede (Long, 2001).

Tendo como base a carta de assentamentos proposta por Peck (1969), observe-se na Figura 2.32 o registo da presente escavação. Apesar das fracas condições dos solos interessados nesta escavação, os valores obtidos encontram-se dentro da zona I do sistema de classificação proposto por Peck (1969). Note-se, que esta zona I se adequa a assentamentos em areias e argilas médias a rijas. Estes resultados devem-se à aplicação de *compaction grouting* e ao uso de escoras pré-esforçadas.

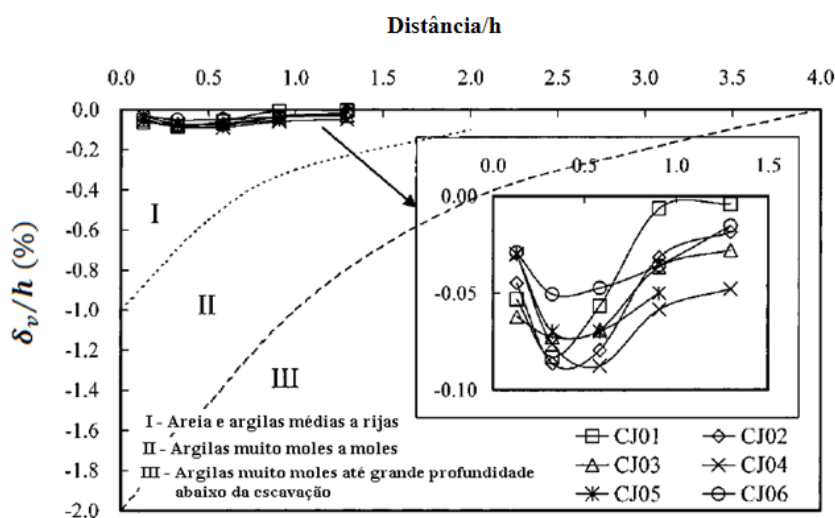


Figura 2.32 – Assentamentos normalizados junto à escavação (Liu et al, 2005).

2.5.5.3. Utilizando a técnica *jet-grouting*

A inserção do metropolitano subterrâneo em Lisboa desafiou a Engenharia Portuguesa, a nível de estudos e projectos, sobre o comportamento dos materiais interessados nas escavações e como dotar estruturas de contenção de um excelente desempenho. Matos Fernandes e Almeida e Sousa (2003) e Matos Fernandes et al (2006) descrevem as soluções para as estações Cais do Sodré, Terreiro do Paço e Santa Apolónia, tendo como base a aplicação da técnica de *jet-grouting*. Na presente descrição, apenas será abordada a estação Cais do Sodré.

A solução para esta estação (ver Figura 2.33) consiste na construção de “lajes” de travamento das paredes de contenção, previamente à execução da escavação, e imediatamente abaixo da base desta.

A ideia consiste na introdução um travamento materializado por uma massa de terreno tratada com *jet-grouting* abarcando em planta, em regra, todo o interior da escavação (daí a designação de “laje” para o volume tratado).

Na construção desta estação, entre 1994 e 1995, obtiveram-se resultados muito positivos. A Figura 2.33 representa um corte transversal simplificado da estação, bem como o faseamento construtivo simplificado. Como se pode observar, o tratamento do solo apresenta 2,0 m de espessura e sobre ele foi betonada a laje de fundo. Com a técnica referida, nas aluviões silto-argilosas brandas do local, o material reforçado resultante assume valores médios dos parâmetros mecânicos da seguinte ordem de grandeza: 4 MPa para resistência à compressão uniaxial e 1 GPa para o módulo de Young.

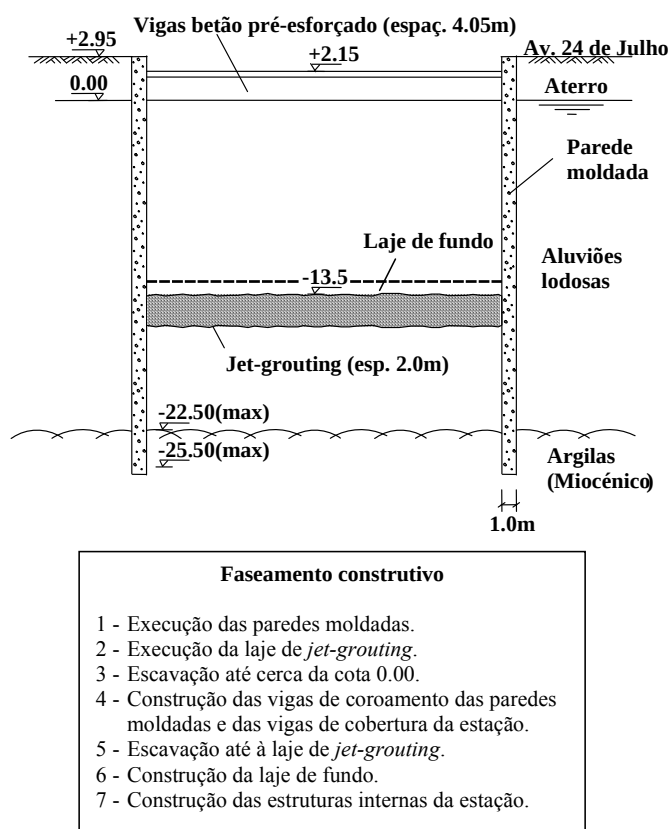


Figura 2.33 - Corte transversal e faseamento construtivo simplificados da Estação Cais do Sodré do Metropolitano de Lisboa (Matos Fernandes e Almeida e Sousa, 2003).

Conseguiu-se alcançar deslocamentos horizontais da cortina muito reduzidos, da ordem de 0,1 % da profundidade escavada. Estes resultados devem-se sobretudo ao efeito benéfico que a “laje” de *jet-grouting* proporciona a todo o sistema de contenção, à elevada rigidez da parede moldada e à grande rigidez axial das vigas pré-esforçadas que suportam a cobertura.

De modo a ilustrar o efeito da “laje” de *jet-grouting*, Matos Fernandes e Almeida e Sousa (2003) procederam à simulação da obra usando para o efeito um modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos. As análises foram realizadas admitindo estado plano de deformação, o maciço e respectiva interface foram simulados em tensões totais com comportamento elástico-perfeitamente plástico. Os elementos estruturais e o *jet-grouting* foram modelados com comportamento elástico linear. As análises apresentadas de seguida contabilizam apenas a fase 3, 4 e 5; admite-se, desta forma, que a execução das paredes moldadas e do tratamento do solo não alteram o estado de tensão de repouso do maciço.

A Figura 2.34 evidencia a comparação dos resultados obtidos para a solução construída e com a variante de escoramento metálico. Pode observar-se que a solução construída apresenta claras vantagens no que diz respeito aos deslocamentos, fruto do facto – extremamente relevante – de o travamento com *jet-grouting* ser realizado antes de qualquer escavação. Para além desta vantagem em termos de desempenho, o faseamento construtivo associado à solução com *jet-grouting* apresenta ainda vantagens muito significativas.

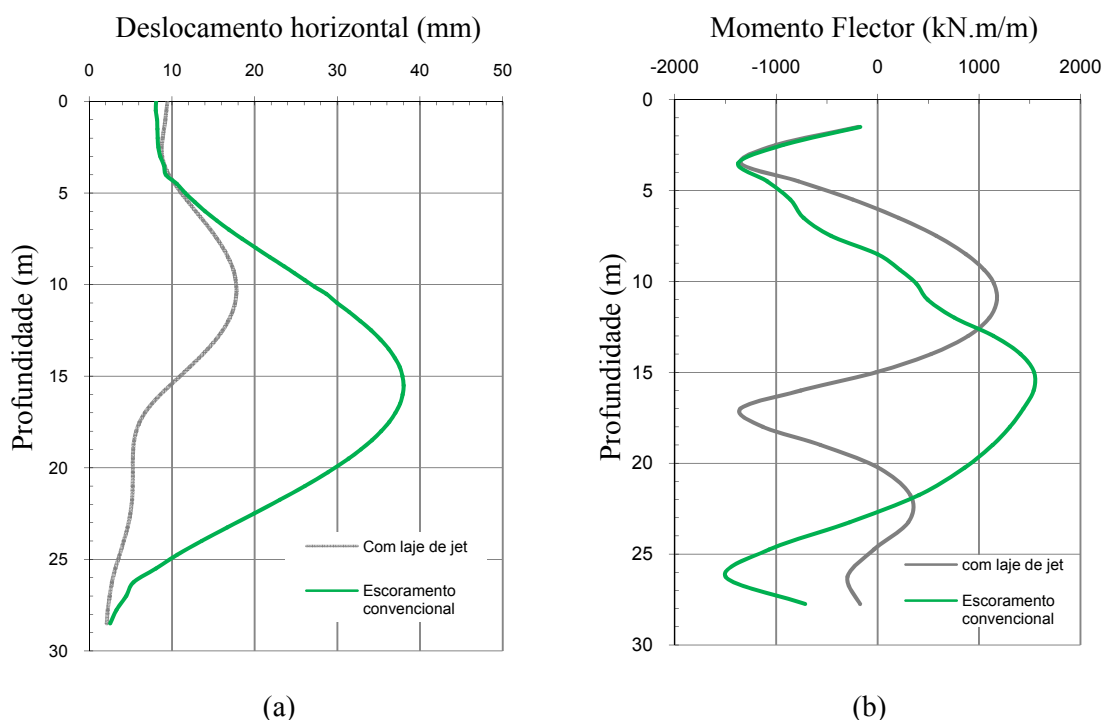


Figura 2.34 - Deslocamentos laterais da parede (a) e momentos flectores (b) no fim da escavação para a solução construída e para uma variante com escoramento convencional (Matos Fernandes e Almeida e Sousa, 2003).

2.6. ÍNDICE DE MELHORAMENTO DE SOLOS ARGILOSOS MOLES

O aumento da resistência ou da rigidez do solo, por intermédio de melhoramentos profundos, está globalmente aceite com uma técnica eficaz de redução dos assentamentos à superfície (Wong et al, 1987; Gaba, A. R., 1990; Tanaka, H., 1994). Este melhoramento pode ser feito de diversas formas. Na Figura 2.35, são apresentados três melhoramentos possíveis na parte de solo mobilizada de forma passiva.

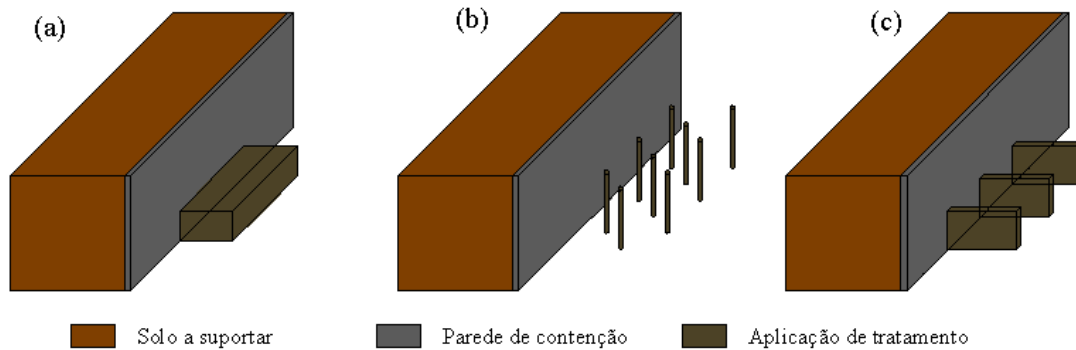


Figura 2.35 - Tipos de tratamentos de solos com *jet-grouting*: (a) sob a forma de bloco; (b) Sob a forma de colunas; (c) sob a forma de paredes transversais.

O melhoramento do solo pode ser realizado de uma forma contínua ou descontínua, a criação de uma “laje” de travamento consiste num melhoramento contínuo enquanto a criação de colunas, por exemplo de *jet-grouting* na zona passiva, constitui um melhoramento descontínuo. Surge, então, o conceito de índice de melhoramento (I_r). Para um espaçamento regular de colunas de solo melhorado, como está expresso na Figura 2.36, onde x representa o espaçamento das colunas e D o diâmetro das mesmas, o índice de melhoramento é dado pela equação:

$$I_r(\%) = \frac{\pi D^2/4}{X^2} \quad (2.4)$$

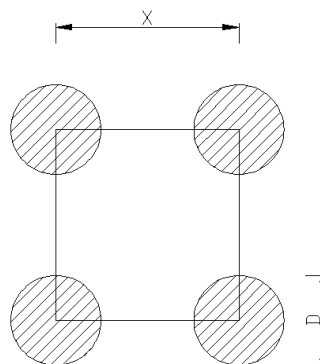


Figura 2.36 – Típica planta de uma zona melhorada com colunas de *jet-grouting*.

Numa modelação numérica 2D ou 3D, a simulação do melhoramento do solo com coluna de *jet-grouting* pode ser feita atribuindo as características directamente aos elementos melhorados (método *RAS* – *Real allocation simulation*) e não melhorados, ou então tratar o conjunto como um material compósito, com determinadas características (método *EMS* – *Equivalent material simulation*). Uma estimativa para classificar o material compósito pode ser feita pela equação:

$$P_{eq} = P_g I_r^m + P_c (1 - I_r^m) \quad (2.5)$$

Em que: P_{eq} representa o parâmetro equivalente para o material compósito, por exemplo E_u , c_u ou v ; P_g o parâmetro para o solo tratado; P_c o parâmetro para o solo não tratado; I_r representa o índice de melhoramento; m é um indicador para o material equivalente.

A adopção do valor unitário para o m tem sido a mais comumente usada para estimar as propriedades do material compósito. Este pressuposto pode ser verdadeiro no caso de existirem forças exteriores a actuar directamente no conjunto solo tratado e não tratado (tratamento sob a forma de bloco ou de paredes transversais – ver Figura 2.35) de acordo com a relação da força de equilíbrio. Para o caso das forças actuarem no solo não tratado e posteriormente se transmitem ao solo tratado a adopção da unidade para o valor de m não é válida.

Têm sido conduzidos alguns estudos para obter uma estimativa correcta deste factor m . Ou et al (1996) realizou o seguinte estudo: através do método dos elementos finitos, adoptando o método *RAS* (com $I_r=25\%$ e resistência à compressão do material tratado de 1 MPa), calculou a evolução do deslocamento horizontal ao longo da parede; conhecendo o valor máximo desse deslocamento, realizou uma simulação numérica recorrendo ao método *EMS*, atribuído valores para o parâmetro m de 1,0 até 2,0 e para cada valor calculava o máximo deslocamento da parede. O valor obtido para m foi de 1,68. Desde que o valor adoptado para m seja o mais apropriado os resultados obtidos pelas duas análises são muito similares, como demonstra a Figura 2.37.

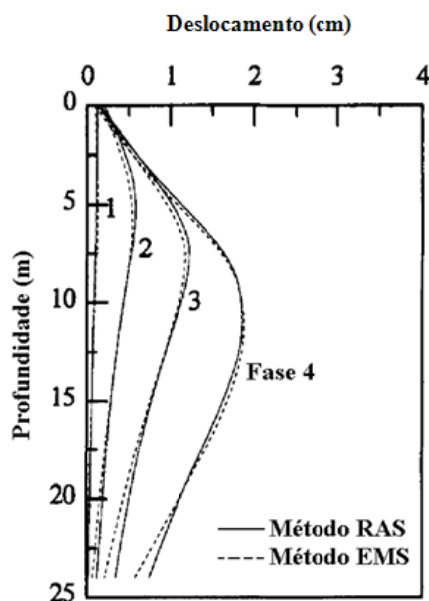


Figura 2.37 – Comparação do deslocamento horizontal da parede entre o método EMS ($m=1,68$) e o método RAS (Ou et al, 1996).

A Figura 2.38 ilustra para o estudo descrito a relação entre o máximo deslocamento horizontal da parede e o valor de m (Figura 2.38 (a)). Estudo idêntico pode ser realizado para diferentes resistências à compressão do material tratado e para diferentes índices de melhoramento (Figura 2.38 (b)).

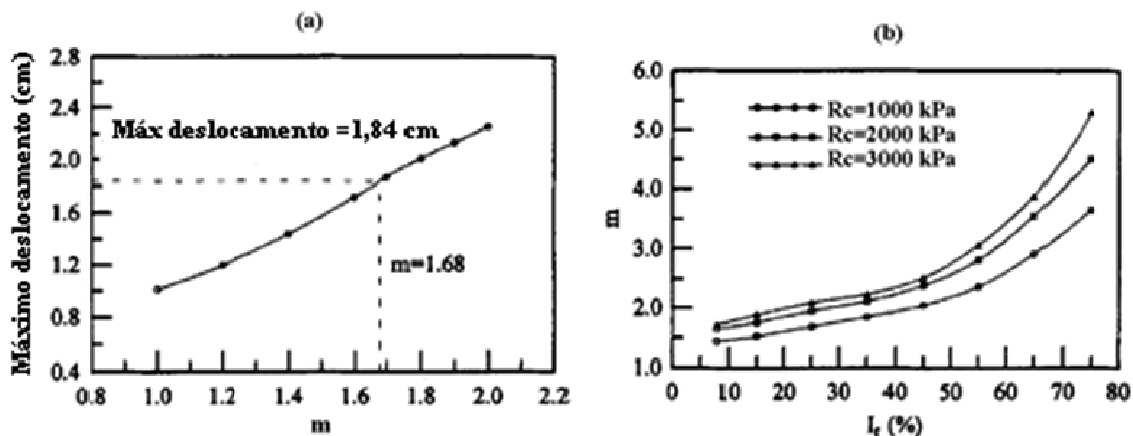


Figura 2.38 – Relação entre o máximo deslocamento pelo método (EMS) e m (a); Relação entre R_c-I_r-m (b) (Ou et al, 1996).

Constata-se que o valor de m foi obtido de forma empírica. Numa análise de uma dada escavação, com melhoramentos descontínuos de *jet-grouting* sob a forma de colunas, com necessidade de análise de diferentes perfis transversais, pode-se fazer uma análise pelo método RAS, daqui retirar um valor de m por comparação com uma análise EMS. Nos restantes perfis pode-se tratar o material como compósito, poupando-se desta forma tempo na modelação e também tempo de cálculo.

A validade da equação (2.5) e do ábaco da Figura 2.38 (b) foi testada para outras hipóteses de cálculo e com diferentes propriedades dos materiais. Ou et al (1996) testou se a variação do módulo de deformabilidade e da resistência não drenada influenciaria a validade da expressão e do ábaco. Atribuíram valores de $E_{ul}/c_u=800$ e 400 e $c_u/\sigma'_{v0}=0,35$ e 0,27 para uma resistência à compressão de 1 MPa e $I_r=15\%$. A Figura 2.39 resume os resultados obtidos.

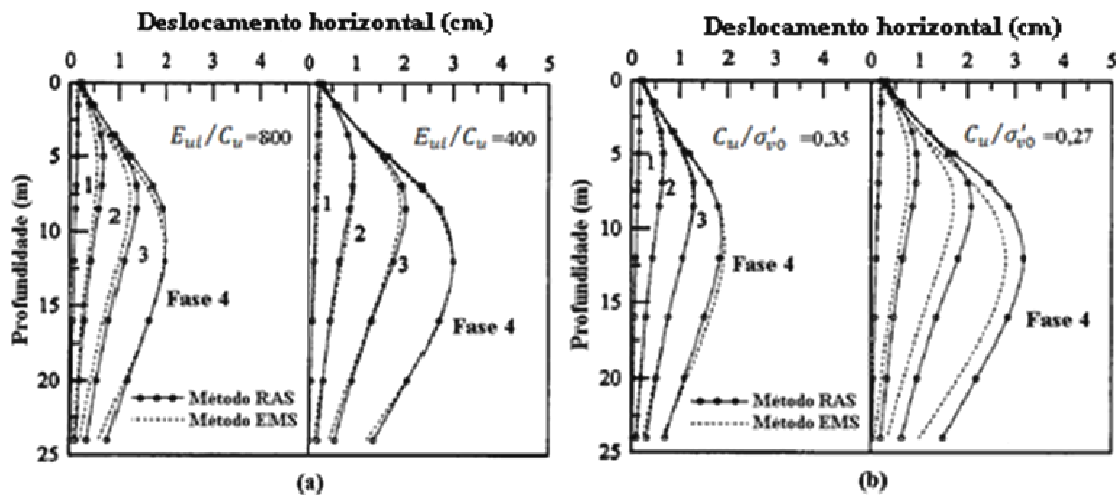


Figura 2.39 – Comparação dos métodos RAS e EMS para diferentes relações de E_{ul}/c_u (a) e c_u/σ'_{v0} (b) (adaptada de Ou et al, 1996).

Como se pode constatar, os resultados obtidos pelos dois métodos são muito similares. Resultados idênticos foram obtidos pelo mesmo autor para diferentes valores de resistência, índice de melhoria e relação de c_u/σ'_{v0} .

Hsieh et al (2003) utilizou o conceito de índice de melhoria no desenvolvimento de um estudo sobre uma escavação profunda em Taiwan, para construir um edifício com 35 andares com 6 pisos subterrâneos. Esta escavação atingiu uma profundidade de 22,3 m, compreendendo a utilização de seis níveis de escoramento, com parede de 1,0 m de espessura e altura média de 36 m, dependendo da secção analisada. Esta escavação tinha muitas restrições de deslocamentos da superfície devido à forte existência de edifícios vizinhos.

Para respeitar estas limitações, tão restritas a nível de deslocamentos, procedeu-se a um melhoramento na parte do solo mobilizada de forma passiva sob a forma de colunas de *jet-grouting* como mostra a Figura 2.40. As colunas de *jet-grouting* são colocadas entre as profundidades -21,0 e -27,0 m; como a escavação atinge a profundidade -22,3 m implica posteriormente o corte de cerca de 1,3 m da parte superior das colunas.

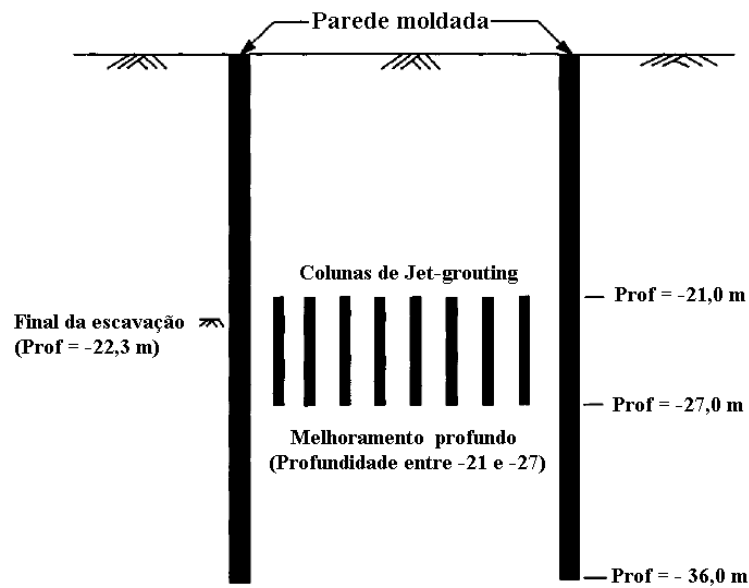
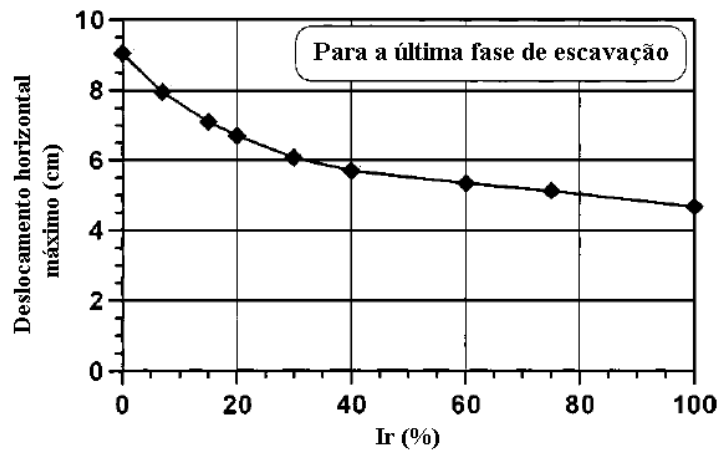


Figura 2.40 – Figura esquemática do melhoramento usado (Hsieh et al, 2003).

O índice de melhoramento (I_r) do solo desta escavação foi de 7 %. Tentando-se avaliar qual a influência do I_r com o deslocamento horizontal máximo da parede foi realizada uma simulação numérica, aumentando sucessivamente o índice de melhoramento. Assim obteve-se a relação expressa na Figura 2.41.

Figura 2.41 – Relação entre o máximo deslocamento horizontal da parede e o índice de melhoramento (I_r) (Hsieh et al, 2003).

Conclui-se assim que na presente escavação, para $I_r=0$ o deslocamento horizontal máximo vale 9 cm e para $I_r=1$ desce para metade, ou seja com a criação de uma “laje” de *jet-grouting* consegue-se reduzir bastante o deslocamento máximo da cortina e consequentemente os assentamentos da superfície. Também se constata, pela figura anterior, que para um aumento de I_r de 0 até 30 % se diminui o deslocamento máximo horizontal 3 cm (60 % da total redução correspondente a um aumento do I_r de 0

até 100 %), enquanto o aumento de I_r de 30 % até 100 % apenas reduz o máximo deslocamento horizontal em 1,5 cm.

Para um índice de melhoramento de 7 % a análise numérica fornece uma redução do máximo deslocamento horizontal de 1 cm. Porém, e porque este melhoramento foi o aplicado na obra, mediu-se que o máximo deslocamento experimentado pela cortina foi de 5,3 cm, ou seja uma redução de 3,7 cm em relação ao previsto. Supondo que as previsões são reais, esta discrepância do resultado prevê que o δ_{max} não é apenas afectado pelo índice de melhoramento. É proposto que devido ao facto de se realizar o tratamento após as paredes moldadas serem construídas, se cria um confinamento na zona que é posteriormente tratada. O tratamento do solo obriga a um aumento de volume na zona, que produz um efeito de pré-tensão a parede. Este efeito é obviamente favorável, contribuído para a diminuição dos deslocamentos. Devido a este fenómeno, aumento de volume, é vulgar registar-se uma elevação da superfície. A Figura 2.42 evidencia a pré-tensão na parede moldada e o levantamento da superfície no interior da escavação.

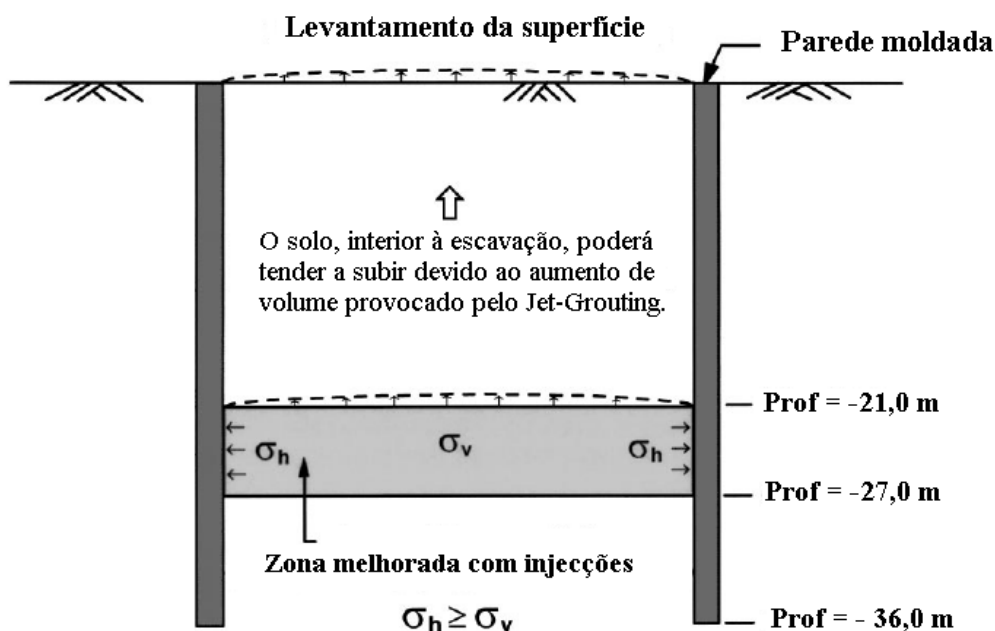


Figura 2.42 – Esquema da acção benéfica do melhoramento nos deslocamentos horizontais da parede (Hsieh et al, 2003).

Outras formas de melhoramento de solos podem não efectuar esta pré-tensão, ou seja, se o melhoramento do solo não provocar um aumento de volume não existe esta contribuição positiva para a diminuição do deslocamento horizontal. A análise em elementos finitos foi, então, posteriormente refinada para atender a este aumento de tensão horizontal na zona tratada, na Figura 2.43 encontra-se os valores obtidos para esta nova simulação juntamente com os valores medidos na obra.

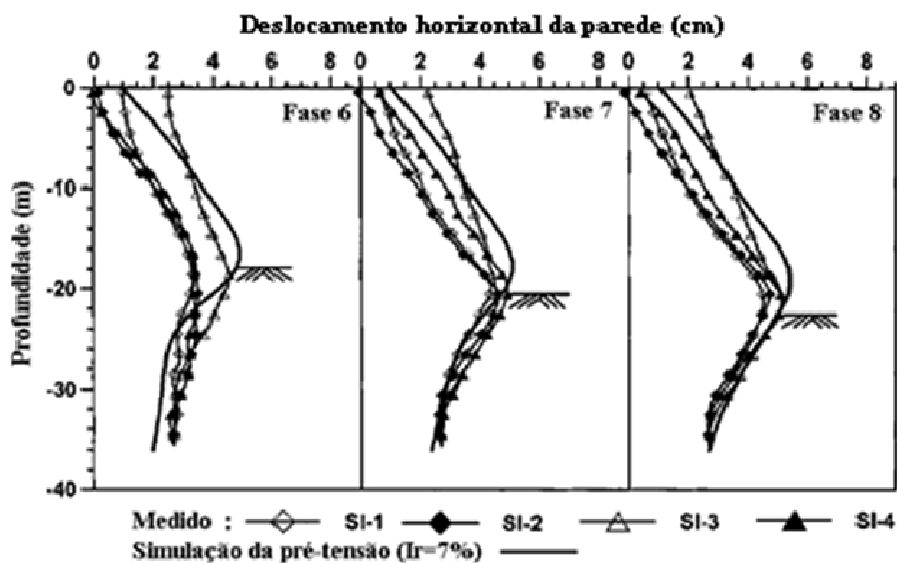


Figura 2.43 – Análise refinada para a contabilização do efeito de pré-tensão introduzido pelas colunas de *jet-grouting* (Hsieh et al, 2003).

A análise refinada estima um deslocamento máximo de 5,5 cm, muito próximo do medido em campo (5,3 cm). Desta forma, regista-se que o melhoramento do solo reduziu o deslocamento em cerca de 40 % em relação às previsões efectuadas.

2.7. QUADRO RESUMO

Apresenta-se de seguida um resumo, sob a forma de quadro, de uma pesquisa destes assuntos na bibliografia da especialidade. No quadro descreve-se os autores, o local da intervenção, as características da cortina, do tratamento efectuado e do sistema de escoramento e, por último, os resultados alcançados.

Quadro 2.4 – Resumo de escavações que recorreram ao tratamento prévio do solo.

Autores	Local	Obra	h _{médio} (m)	N.F	Cortina				Tratamento			Escoramento		$\frac{\delta_h^{m\acute{a}x}}{h}$ (%)	$\frac{\delta_v^{m\acute{a}x}}{h}$ (%)
					Tipo	Espes. (m)	Compri. (m)	Condições no pé	Tipo	Contínuo long.?	Situação em corte trans.	Nº de níveis	Pré- esforço		
Karlsrud, K. (1975)	Noruega	Túnel Studenterlunden	15,5	-	Parede moldada	1,0	21	Apoiado	Parede transversal de betão	Não	Abaixo da base da escavação	1	Não	0,29 (Obra)	0,46 (0,05+0,41) (Obra)
Karlsrud, K. (1981)	Noruega	Parque Jernbanetorget	10,0	-	Parede moldada	-	-	-	Parede transversal de betão	Não	Abaixo da base de escavação	-	-	0,2 (Obra)	-
Ou, C. Y. et al (1996)	Escavação hipotética		12,0	-	Parede moldada	0,6	24	Livre	Jet-Grouting (Colunas)	Não (I _r =15 %)	Acima e abaixo da escavação	3	-	0,15 (Calculado)	-
O'Rourke, T. D. e O'Donnell C. J. (1997)	Boston	Artéria central e Tunel (CA/T)	15,0	3 m da superfície	Deep mixing wall (DMW)	-	20	Livre	Deep soil mixing e Jet-Grouting	Não	Acima e abaixo da base de escavação	-	-	1,2 (Obra)	1,0 (Obra)
Hsieh, H. S. et al (2003)	Taiwan	Habitação residencial (35 andares)	22,3	3,1 m da superfície	Parede moldada	1,0	36	-	Jet-Grouting (Colunas)	Não (I _r =7 %)	Abaixo da base de escavação	7	Sim	0,24 (Obra)	-
Hu, Z. F. et al (2003)	Shanghai	Estação Xin Zha	12,5	Na superfície	Parede moldada	0,8	23	Livre	Deep Soil Mixing	Sim	Acima e abaixo da base de escavação	3	Não	0,11 (Obra)	0,06 (Obra)
Matos Fernandes, M e Almeida e Sousa, J. (2003)	Lisboa	Cais do Sodré	16,5	3 m da superfície	Parede moldada	1,0	28,5	Apoiado	Jet-Grouting ("Laje")	Sim	Abaixo da base de escavação	-	-	0,1 (Calculado)	-
Karlsrud, K. et al (2005)	Suécia	Túnel Lilla Bommen Gotemburgo	17,0	-	Parede moldada	-	-	-	Parede transversal de betão	Não	Abaixo da base de escavação	1	-	0,08 a 0,16 (Obra)	-
Liu, G. B. et al (2005)	Shanghai	Estação Road Yishan	16,5	1 m da superfície	Parede moldada	0,6	28 a 34	Apoiado	Compaction Grouting	Sim	Acima e abaixo da base escavação	5	Sim	0,12 a 0,22 (Obra)	0,05 a 0,08 (Obra)
Shirlaw, J. N. et al (2005)	Singapura	-	17,5	-	Parede moldada	0,8	-	-	Jet-Grouting ("Laje")	Sim	Acima e abaixo da base de escavação	-	-	0,17 a 0,40 (Obra)	-
Zhong W. Wang et al (2005)	Shanghai	Estação Road South Xizan	20,6	1 m da superfície	Parede moldada	0,8	38	Apoiado	Compaction Grouting	Sim	Acima e abaixo da base de escavação	5	Sim	0,22 (Obra)	0,13 (Obra)
Yong Shao, M. et al (2005)	Shanghai	Rua Jiangsu	9,0	1 m da superfície	Colunas de deep soil mixing	1 a 2	12,5	Livre	Deep soil Mixing Chemical Grouting	Sim	Acima e abaixo da base de escavação	2	Não	0,05 a 0,12 (Obra)	0,09 a 0,18 (Obra)
Mateus de Brito, J. A. e Matos Fernandes, M. (2006)	Lisboa	Terreiro do paço	25,0	Próximo da superfície	Estacas secantes	1,5	> 33	Apoiado	Jet-Grouting ("Laje")	Sim	Acima da base de escavação	5	Sim	0,07 (Obra)	0,06 (Obra)
Karlsrud, K. e Andresen, L. (2007)	Noruega	Túnel rodoviário em Oslo	14,5	-	Parede moldada	-	-	-	Parede transversal de betão	Não	Acima e abaixo da base de escavação	-	-	0,17 (Obra)	-
Matos Fernandes, M. et al (2007)	Lisboa	Santa Apolónia	18,0	4 m da superfície	Parede moldada	1,0	31	Apoiado	Jet-Grouting ("Laje")	Sim	Abaixo da base de escavação	1	Não	0,05 (Obra)	0,09 (0,05+0,04) (Obra)

3

CONTROLO DOS MOVIMENTOS ASSOCIADOS A ESCAVAÇÕES EM SOLOS MOLES

3.1. INTRODUÇÃO

Neste terceiro capítulo abordam-se algumas técnicas a adoptar para um controlo eficaz dos movimentos associados a escavações em solos moles. Estas técnicas têm como suporte resultados obtidos da modelação numérica de duas estruturas de contenção escoradas. Considerou-se, para a definição dos estratos e respectivas propriedades, as características pertencentes à Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa.

São objecto de estudo duas escavações de diferentes profundidades no mesmo maciço. A profundidade atingida na Escavação 2 e o sistema de escoramento adoptado pretendem retratar a referida Estação, que se situa no prolongamento da Linha Azul (Baixa-Chiado e Santa Apolónia). Está localizada na zona histórica da cidade de Lisboa e é condicionada a Norte pela vizinhança de edifícios de elevado valor histórico e patrimonial (torreão nascente e edifício do Ministério das Finanças) e a Sul pelo rio Tejo e pelos terminais da Soflusa e Transtejo. As Figuras 3.1 e 3.2 incluem imagens da empreitada.



Figura 3.1 – Envolvente da escavação para a construção da estação Terreiro do Paço (www.cenor.pt).



Figura 3.2 – Aparência da obra durante a empreitada (www.cenor.pt).

Nos estudos efectuados tentou-se sempre controlar da melhor forma os deslocamentos horizontais da parede.

Foram efectuadas as seguintes análises nas duas escavações estudadas:

- escavação com recurso a escoramento convencional, sem recorrer a pré-esforço;
- escavação com recurso a escoramento convencional e instalação de pré-esforço nos diversos níveis;
- substituição do primeiro nível de escoras por uma viga de suporte à laje de cobertura;
- substituição do primeiro nível de escoras por elementos escora/tirantes, ou seja, que funcionem ora à compressão ora à tracção;
- instalação de uma “laje” de *jet-grouting* antes de realizar a escavação.

3.2. APRESENTAÇÃO DO ESTUDO NUMÉRICO EFECTUADO

3.2.1. ESCAVAÇÕES CONSIDERADAS

As escavações estudadas são denominadas Escavação 1 e Escavação 2. As principais características do solo e a definição da estrutura de suporte adoptada estão representadas nas Figuras 3.3 e 3.4.

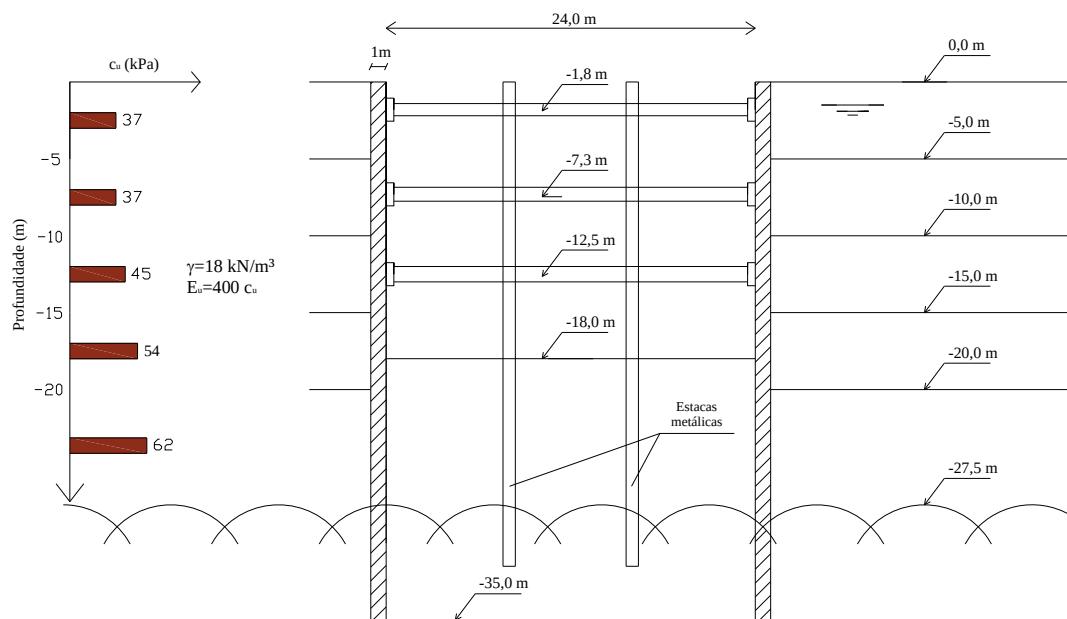


Figura 3.3 – Corte transversal da Escavação 1.

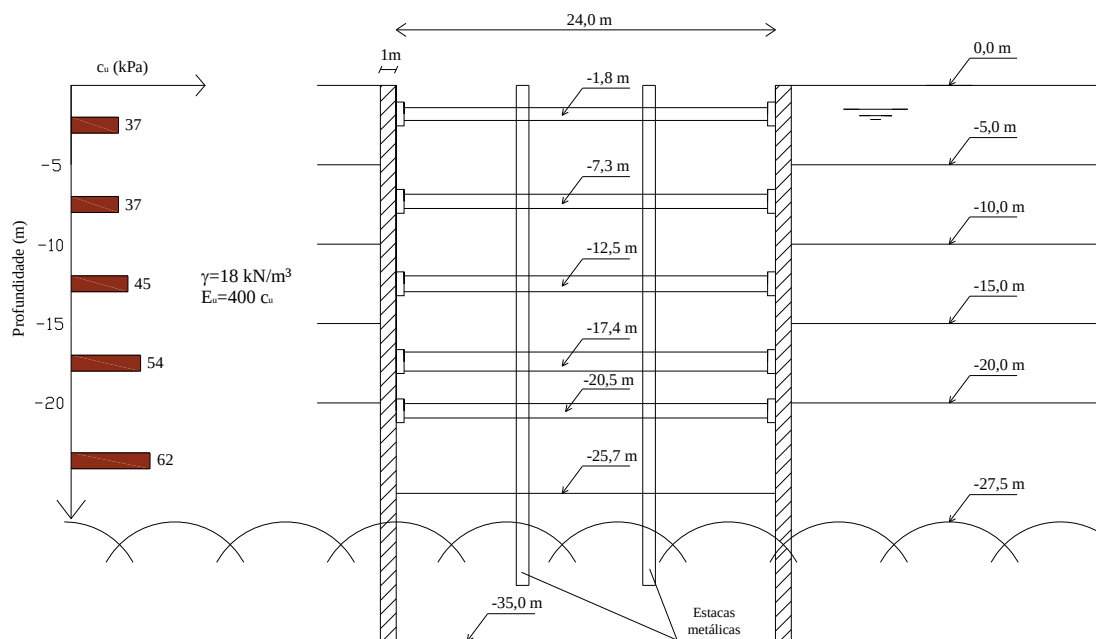


Figura 3.4 – Corte transversal da Escavação 2.

3.2.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DO MACIÇO

As análises realizaram-se em tensões totais, para o maciço foi admitido um comportamento elástico-perfeitamente plástico através do critério de rotura de Tresca. Aos elementos de junta, representativos da interface entre a parede moldada e o maciço terroso, foi atribuído um comportamento do mesmo tipo do solo. O valor adoptado, no programa, para o R_{inter} foi de 2/3, este valor significa a redução das características resistentes dos elementos junta.

Tendo como base, estudos efectuados aquando da realização do projecto para a estação Terreiro do paço, adoptaram-se as características mecânicas presentes no Quadro 3.1

Quadro 3.1. Para as aluviões o módulo de deformabilidade não drenado foi admitido igual a $400 c_u$.

Quadro 3.1 - Características mecânicas admitidas para o maciço (Matos Fernandes et al - Projecto de execução da estação Terreiro do Paço, 2001).

Solo	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	K_0	c_u (kPa)	E_u (MPa)	u_u
Aluviões argilosas	0,00-5,00	18,00	0,60	37,00	14,80	0,49
	5,00-10,00		0,60	37,00	14,80	
	10,00-15,00		0,60	45,00	18,00	
	15,00-20,00		0,60	54,00	21,60	
	20,00-27,50		0,60	62,00	24,80	
Substrato miocénico	27,50-33,50	21,50	0,60	300,00	150,00	
	33,50-50,00		0,60	400,00	500,00	

O programa de cálculo automático usado foi o PLAXIS 2D[®]. Este programa foi inicialmente desenvolvido pela universidade técnica de Delft (1987) e é, desde 1993, da responsabilidade da empresa PLAXIS BV. Nas modelações efectuadas utilizou-se a versão 8.2.

3.2.3. ESTRUTURAS DE SUPORTE CONSIDERADAS

Em relação às características da estrutura de suporte, algumas análises de sensibilidade foram efectuadas na tentativa de perceber de que forma é que algumas alterações influenciavam o resultado final. Nas análises elaboradas variou-se a rigidez axial das escoras em função do pré-esforço e estudou-se a influência do módulo de deformabilidade da parede moldada e do solo tratado com *jet-grouting* no comportamento da parede moldada.

Foram objecto de estudo duas escavações, a Escavação 1 com uma profundidade de escavação de 18 m e a Escavação 2 com 25,70 m (igual à profundidade escavada na estação Terreiro do Paço). Note-se que ambas as escavações estão implementadas no mesmo maciço, atrás definido. Devido à diferença de profundidades a Escavação 1 contempla de três níveis de escoras e a Escavação 2 cinco níveis. As duas escavações são simuladas com a mesma parede moldada. A grande diferença entre elas, para além da profundidade de escavação, é o local onde é instalado o tratamento do solo. A Escavação 1 tem a “laje” de *jet-grouting* abaixo da base de escavação e a Escavação 2 a “laje” constitui um apoio temporário, ou seja está acima da base de escavação, a uma profundidade de, aproximadamente, 2/3 da profundidade escavada.

A parede moldada possui uma espessura de 1 m e um comprimento de 35 m; deste modo, o pé da parede penetra cerca de 7,50 m no substrato miocénico. Assim sendo, na Escavação 1 a ficha corresponde a 17,00 m (48,57 % do comprimento total da parede) e na Escavação 2 a 9,30 m (26,57 % do comprimento total da parede).

O peso volúmico da parede (γ) é de 25kN/m^3 e o coeficiente de Poisson de 0,20.

Para modelar a parede utilizou-se o elemento barra (no PLAXIS® denominado “plate”) atribuindo-se comportamento elástico linear, tendo-se considerado dois valores da respectiva rigidez. Deste modo efectuaram-se cálculos com o módulo de elasticidade (E) de 18 GPa e cálculos com E igual a 30 GPa.

Deste modo, os valores da rigidez axial e da rigidez à flexão estão expressos no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Rigidez axial e à flexão da parede moldada.

E (GPa)	EA (MN/m)	EI (MN.m ² /m)
18	18000,00	1500,00
30	30000,00	2500,00

Em relação ao sistema de escoramento adoptado note-se que tendo como base o cenário geotécnico em causa o uso de ancoragens não é eficaz, porque só se tem condições propícias para selar o bolbo a cerca de 27,5 m de profundidade. Este excessivo comprimento conduziria a inclinações grandes e consequentemente uma parte significativa da sua resistência não poderia ser aproveitada para equilibrar o impulso sobre a cortina. Desta forma a parede moldada é complementada pelo uso de um determinado número de escoras, dependendo da profundidade escavada.

Dependendo dos cálculos efectuados, usou-se uma diferente rigidez axial para as escoras, estes valores encontram-se discriminados no Quadro 3.3. O valor do módulo de deformabilidade usado para o aço foi de 200 GPa.

Quadro 3.3 – Rigidez axial efectiva nas diversas escoras.

Nível	Perfil tubular (aço FE 430)	Cálculo A	Cálculo B, C, D, E e F	Cálculo G, H e I
		(1)	(2)	(3)
		EA (MN)	EA (MN)	EA (MN)
1º	φ609,6 – esp 14,2	1593,60	4249,60	5312,00
2º	φ711,2 – esp 16	2096,40	5590,40	6988,00
3º	φ711,2 – esp 17,2	2294,40	6118,40	7648,00
4º	φ711,2 – esp 25	3233,40	8622,40	10778,00
5º	φ711,2 – esp 16	2096,40	5590,40	6988,00

(1) Valores correspondentes a 30 % da rigidez teórica

(2) Valores correspondentes a 80 % da rigidez teórica

(3) Valores coincidentes a rigidez teórica

No programa de cálculo automático as escoras foram simuladas com o elemento “fixed-end anchor”. Nos cálculos em que se simula a presença do elemento escora – tirante atribui-se um comportamento elástico para o elemento, isto significa que o elemento pode experimentar tracções e compressões. Quando se pretende modelar a escora, atribui-se um comportamento elasto-plástico para o elemento,

com uma força máxima de tracção de zero. Estes elementos têm um espaçamento longitudinal de 3,5 m.

Uma visualização dos elementos “fixed-end anchor”, da malha de elementos finitos de 15 nós e das condições fronteira pode ser efectuada nas Figuras 3.5 (Escavação 1) e 3.6 (Escavação 2). Observe-se que a malha de elementos finitos usada corresponde à opção “very fine” do PLAXIS®, ou seja é uma malha muito fina e perfeitamente ajustável aos elementos. É de realçar que a malha é ainda mais refinada junto à parede moldada. Com este ajustamento tenta-se obter melhores resultados retirados da parede moldada e modelar de forma mais harmoniosa as transições entre solos com diferente capacidade resistente junto à estrutura de contenção.

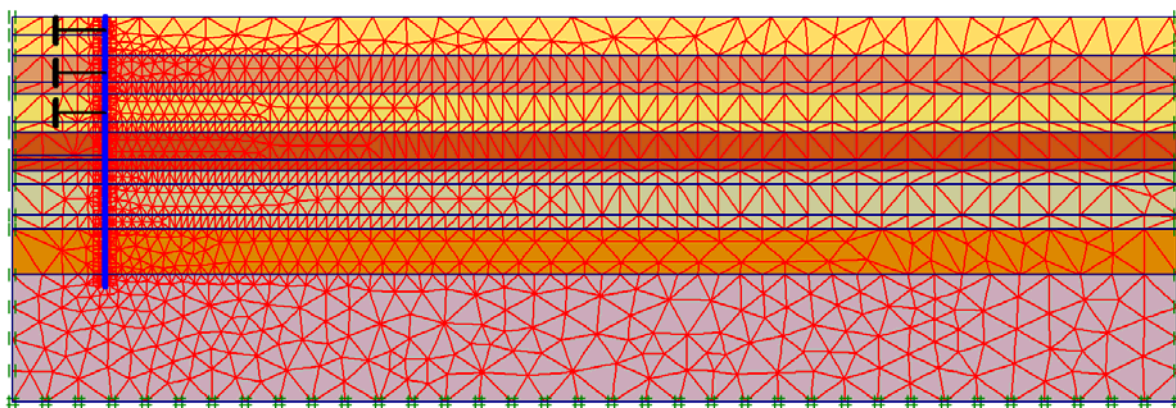


Figura 3.5 – Malha de elementos finitos (2021 elementos e 16747 nós) e condições fronteiras utilizadas na Escavação 1.

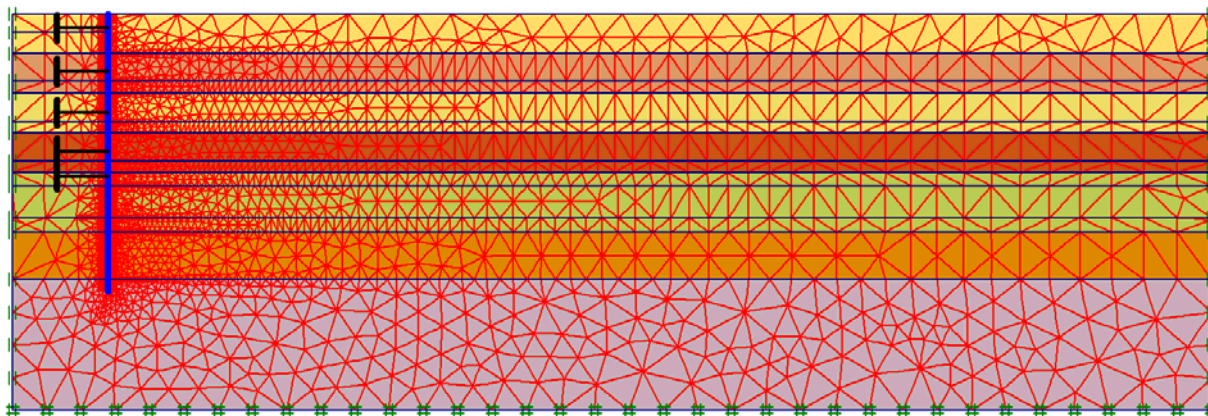


Figura 3.6 - Malha de elementos finitos (2363 elementos e 19595 nós) e condições fronteiras utilizadas na Escavação 2.

Foi objecto de estudo o uso de vários níveis de pré-esforço, tendo como objectivo a redução dos deslocamentos horizontais da parede moldada.

Os Quadros 3.4 e 3.5 evidenciam o pré-esforço usado nas análises de A a I para os diversos níveis de escoras na Escavação 1 e 2, respectivamente. Na penúltima linha dos quadros é apresentado o quociente entre a resultante do diagrama de pré-esforço e a do digrama de tensão horizontal em

repouso (até à base de escavação) e na última linha a razão da resultante do diagrama de pré-esforço com a do diagrama de pressões aparentes proposto por Terzaghi & Peck. Devido ao número de estabilidade da base (N_b) ser superior a 5 usou-se o diagrama de pressões aparentes trapezoidal com abcissa $\gamma_h - 4c_u$.

Quadro 3.4 – Pré-esforço introduzido e relações da força resultante do diagrama de pré-esforço com as forças resultantes do diagrama de tensão horizontal em repouso e diagrama de pressões aparentes proposto por Terzaghi & Peck para a Escavação 1.

	A (kN/m)	B (kN/m)	C (kN/m)	D (kN/m)	E (kN/m)	F (kN/m)	G (kN/m)	H (kN/m)	I (kN/m)
1	-	60	120	180	180	180	180	180	180
2	-	200	400	600	800	1000	1200	1200	1200
3	-	200	400	600	800	1000	1200	1500	1700
% do impulso K_0		20,2	40,3	60,4	78,0	95,5	113,0	126,1	134,9
% da resultante do diagrama de Terzaghi&Peck		18,7	37,5	56,2	72,6	88,9	105,1	117,4	125,5

Quadro 3.5 – Pré-esforço introduzido e relações da força resultante do diagrama de pré-esforço com as forças resultantes do diagrama de tensão horizontal em repouso e diagrama de pressões aparentes proposto por Terzaghi & Peck para a Escavação 2.

	A (kN/m)	B (kN/m)	C (kN/m)	D (kN/m)	E (kN/m)	F (kN/m)	G (kN/m)	H (kN/m)	I (kN/m)
1	-	60	120	180	180	180	180	180	180
2	-	200	400	600	800	1000	1200	1200	1200
3	-	200	400	600	800	1000	1200	1500	1700
4	-	200	400	600	800	1000	1200	1500	1700
5	-	200	400	600	800	1000	1200	1500	1700
% do impulso K_0		18,2	36,5	54,7	71,7	88,7	105,6	124,7	137,5
% da resultante do diagrama de Terzaghi&Peck		13,9	27,9	41,8	54,7	67,7	80,6	95,2	104,9

Estudou-se a possibilidade de substituir o primeiro nível de escoramento por uma viga de suporte, à laje de cobertura, devido ao facto de o primeiro nível de escoramento em certas análises mobilizar esforço de tracção.

Devido à largura desta escavação, 24 m, a viga terá de ser pré-esforçada para que as dimensões sejam razoáveis. A viga terá de possuir uma secção de $0,7 \times 1,8 \text{ m}^2$ para ter capacidade de suportar a sobrecarga rodoviária, o peso do pavimento, o peso da laje de cobertura e peso próprio da viga com pequenas deformações. Estas vigas têm um afastamento concordante com as escoras, ou seja 3,5 m. O betão utilizado foi o C35/45, que tem um módulo de deformabilidade de 34 GPa.

A altura para a laje de cobertura será de 0,35 m e para o pavimento de 0,20 m. Deste modo terá de se efectuar uma escavação de pelo menos 2,40 m para se instalarem as respectivas vigas (considerando uma folga de 5 cm para se introduzirem as cofragens).

É de notar que, nas análises apresentadas anteriormente, esta viga de suporte à laje de cobertura substitui o primeiro nível de escoramento, mantendo-se o pré-esforço e as características das escoras nos restantes níveis.

O sistema de escoramento será complementado com uma “laje” de *jet-grouting*. Diversos estudos são apresentados no Capítulo 4 com o objectivo de determinar a melhor localização para o melhoramento do solo. Na Escavação 1 admitiu-se a construção da “laje” de *jet-grouting* abaixo do fundo de escavação, enquanto na Escavação 2, fruto da pouca espessura de solo mole abaixo do fundo de escavação, o melhoramento do solo encontra-se situado acima deste fundo.

As características mecânicas do *jet-grouting* consideradas nos cálculos resultaram da experiência recolhida nas aluviões de Lisboa, nomeadamente na estação Cais do Sodré. A resistência à compressão considerada foi de 3,5 MPa e o módulo de deformabilidade 1 GPa. Realizou-se uma análise de sensibilidade em redor do módulo de deformabilidade, tentando-se perceber qual a influência do mesmo no comportamento da cortina.

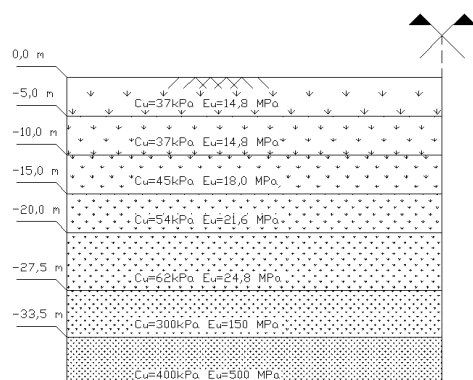
O *jet-grouting* foi modelado com o critério de rotura de Tresca tendo-se admitido metade da resistência à compressão para o valor da resistência não drenada, $c_u=1,75 \text{ MPa}$. O valor do peso volúmico permaneceu igual ao do solo onde o *jet-grouting* é introduzido.

3.2.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

3.2.4.1. Escavação 1

Nas figuras seguintes evidencia-se o faseamento construtivo inerente à realização da Escavação 1, com 18 m de profundidade. O faseamento construtivo apresentado (Figuras 3.7 a 3.11) é elucidativo para os cálculos que contemplam o uso de escoras em todos os níveis e para o uso de escora-tirante no primeiro nível do escoramento.

Fase 0 – Instalação do estado de tensão em repouso.



Fase 1 – Introdução da parede moldada.

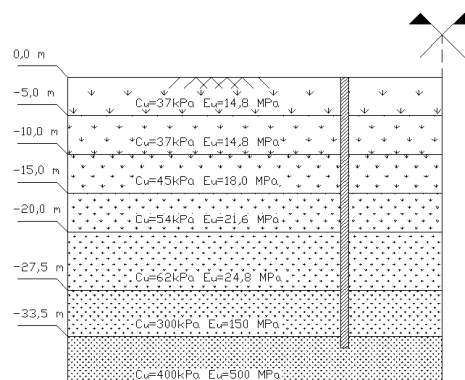
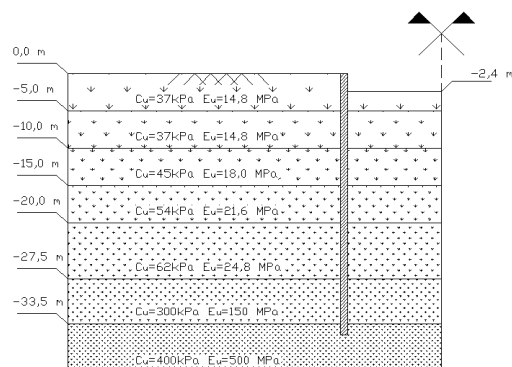


Figura 3.7 – Faseamento construtivo da Escavação 1, fase 0 e fase 1.

Fase 2 – Escavação até 2,4 m de profundidade.



Fase 3 – Introdução da escora-tirante com o eixo a 1,8 m de profundidade.

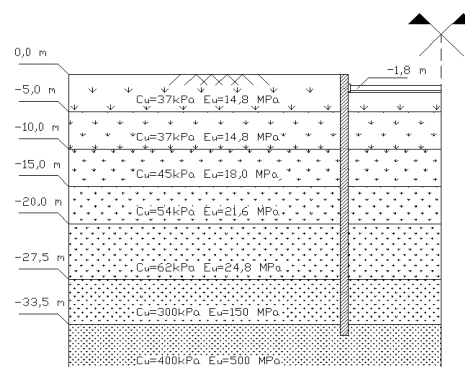
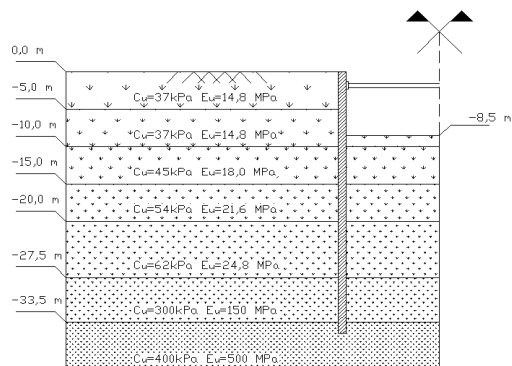


Figura 3.8 – Faseamento construtivo da Escavação 1, fase 2 e 3.

Fase 4 – Escavação até 8,5 m de profundidade.



Fase 5 – Introdução da escora com eixo a 7,3 m de profundidade.

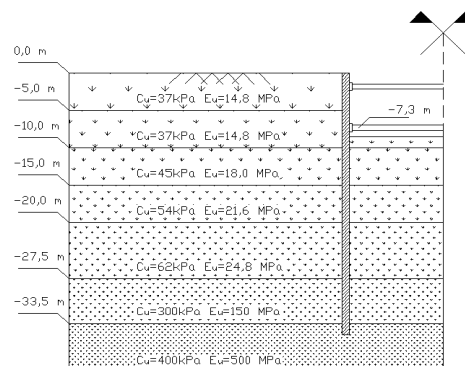
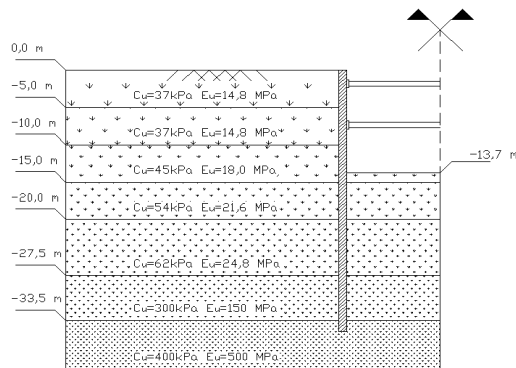


Figura 3.9 - Faseamento construtivo da Escavação 1, fase 4 e 5.

Fase 6 - Escavação até 13,7 m de profundidade.



Fase 7 – Introdução da escora com eixo a 12,5 m de profundidade.

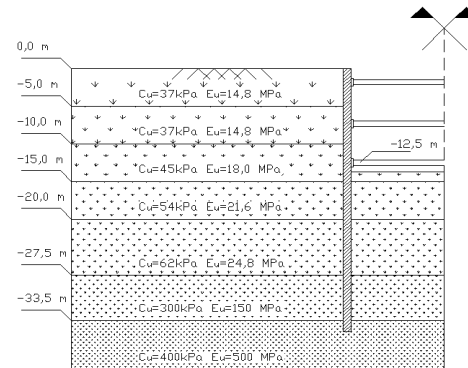


Figura 3.10 - Faseamento construtivo da Escavação 1, fase 6 e 7.

Fase 8 - Escavação até 18,0 m de profundidade.

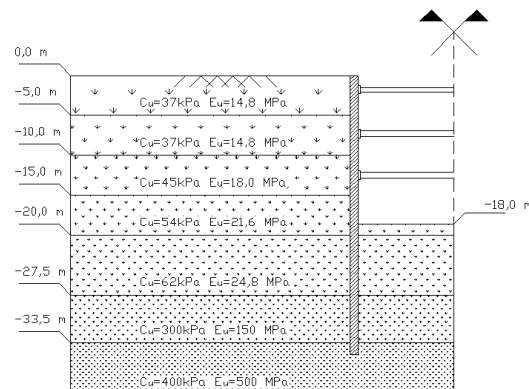


Figura 3.11 - Faseamento construtivo da Escavação 1, fase 8.

Nos cálculos em que se simula a viga de suporte à laje de cobertura, a fase 3 presente na Figura 3.8 é alterada. Deixa de incluir a escora-tirante para contabilizar a viga. Nos cálculos com *jet-grouting* a fase 1, presente na Figura 3.7, para além de conter a introdução da parede moldada também inclui a “laje” de *jet-grouting*. Estas duas alterações estão ilustradas nas Figura 3.12.

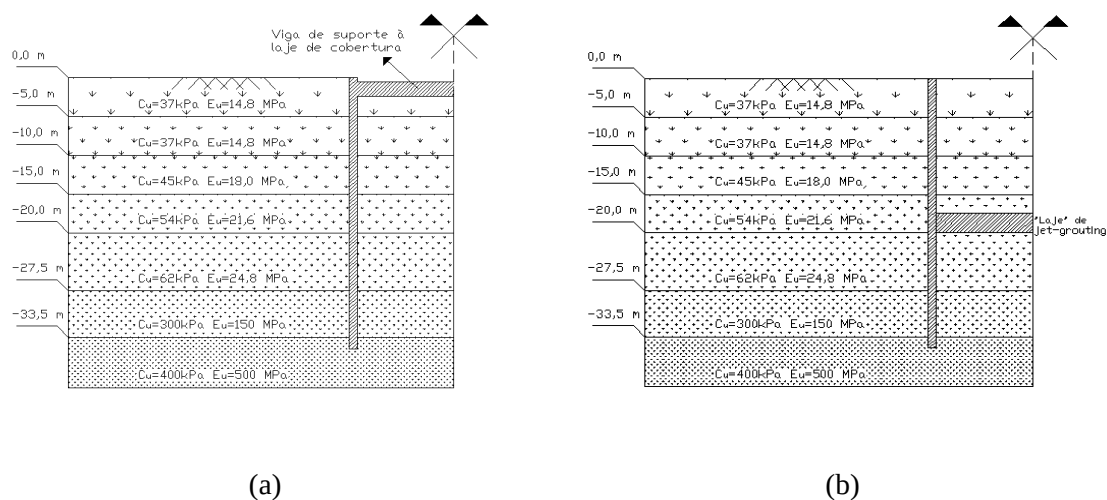
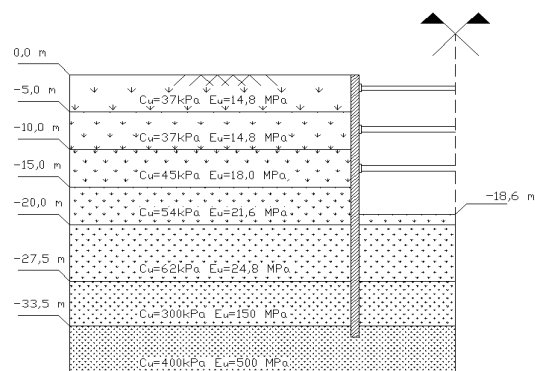


Figura 3.12 – (a) Introdução da viga de suporte à laje de cobertura na fase 3; (b) Introdução da "laje" de jet-grouting entre a profundidade 18 e 20 m na fase 1.

3.2.4.2. Escavação 2

Na Escavação 2 as fases construtivas de 0 a 7 referentes à Escavação 1 são repetidas. Apresenta-se de seguida as fases construtivas adicionais que constituem a simulação desta escavação. É de referir que, também, se simula a introdução das vigas de suporte à laje de cobertura e da "laje" de jet-grouting.

Fase 8 - Escavação até 18,6 m de profundidade.



Fase 9 – Introdução da escora com eixo a 17,4 m de profundidade.

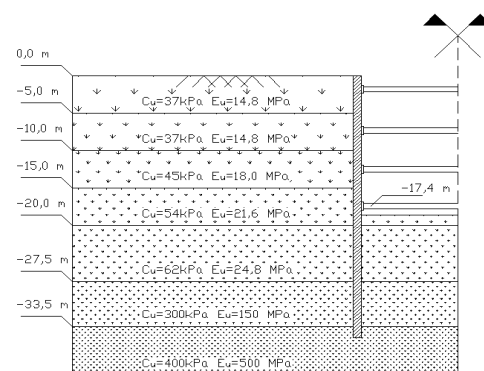
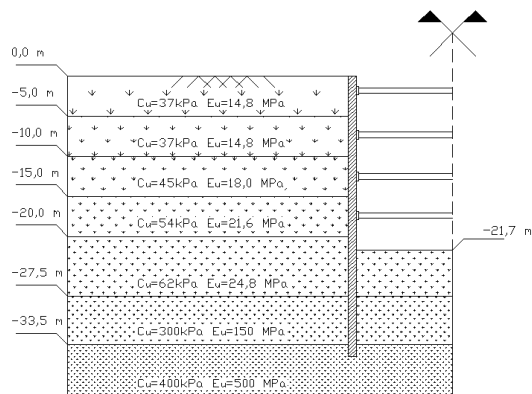
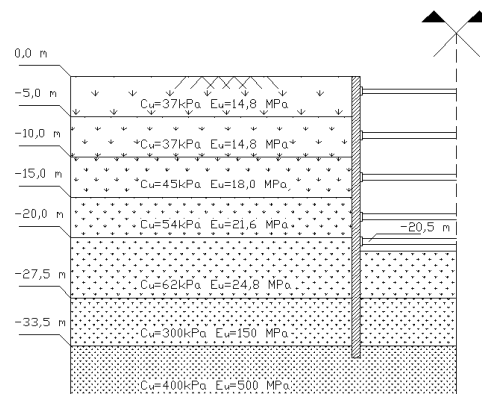


Figura 3.13 - Faseamento construtivo da Escavação 2, fase 8 e 9.

Fase 10 - Escavação até 21,7 m de profundidade.



Fase 11 – Introdução da escora com eixo a 20,5 m de profundidade.



Fase 12 - Escavação até 25,7 m de profundidade.

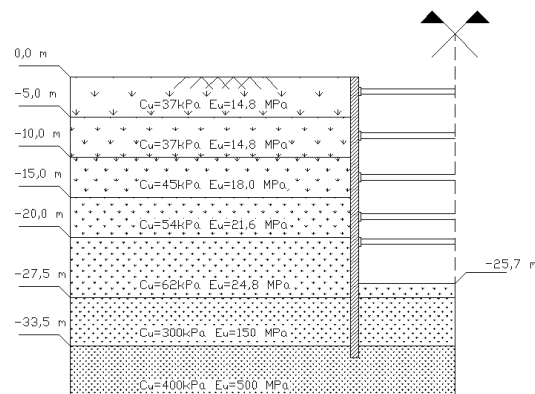


Figura 3.14 - Faseamento construtivo da Escavação 2, fase 10 a 12.

3.2.5. CÁLCULOS EFECTUADOS

Como foi referido, nos subcapítulos anteriores, efectuaram-se diversos estudos: os primeiros com o escoramento convencional; os segundos com a introdução de uma viga de suporte à laje de cobertura; os terceiros com o sistema misto escora-tirante no primeiro nível do escoramento; os últimos com a introdução de uma “laje” de jet-grouting. Nos Quadros seguintes apresenta-se as siglas utilizadas em cada cálculo e a correspondente percentagem de pré-esforço aplicado em relação ao impulso K_0 .

Quadro 3.6 – Percentagem de pré-esforço aplicado em relação com o impulso K_0 nas diversas análises com escoramento convencional.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Escavação 1	-	20,15	40,29	60,44	77,96	95,48	113,00	126,14	134,90
Escavação 2	-	18,24	36,48	54,72	71,69	88,66	105,63	124,72	137,45

Quadro 3.7 - Percentagem de pré-esforço aplicado em relação com o impulso K_0 nas diversas análises com viga de suporte à laje de cobertura.

	Escavação (m)	FV (kN/m)	GV (kN/m)	HV (kN/m)	IV (kN/m)
Escavação 1	18	87,60	105,11	118,25	127,01
Escavação 2	25,7	84,84	101,81	120,90	133,63

Quadro 3.8 - Percentagem de pré-esforço aplicado em relação com o impulso K_0 nas diversas análises com o sistema misto escora-tirante no primeiro nível do escoramento.

	FT (kN/m)	GT (kN/m)	HT (kN/m)	IT (kN/m)
Escavação 1	95,48	113,00	126,14	134,90
Escavação 2	88,66	105,63	124,72	137,45

Quadro 3.9 - Percentagem de pré-esforço aplicado em relação ao impulso K_0 nas diversas análises com o sistema misto escora-tirante no primeiro nível do escoramento e tratamento do solo.

	AJ (kN/m)	BJ (kN/m)	CJ (kN/m)	DJ (kN/m)	EJ (kN/m)	FJ (kN/m)
Escavação 1	-	20,15	40,29	60,44	77,96	95,48
Escavação 2	-	18,24	36,48	54,72	71,69	88,66

Os cálculos A a I referem-se ao uso de escoras nos diversos níveis. Dentro destes cálculos realizaram-se algumas análises de sensibilidade, variando o módulo de deformabilidade da parede moldada.

A simulação da introdução da viga de suporte à laje de cobertura é indicada nas análises pela letra V, cálculos FV a IV. A primeira letra deste conjunto, FV a IV, refere-se ao pré-esforço utilizado, ou seja o mesmo das análises F a I.

A introdução dos elementos escoras-tirantes é evidenciada pela letra T, cálculos FT a IT.

O *jet-grouting* é representado pela letra J, ou seja, os cálculos com *jet-grouting* são os AJ a FJ, note-se que estes também utilizam a escora-tirante no primeiro nível do escoramento. Igualmente nestes cálculos se realizou análises de sensibilidade, modificando o módulo de deformabilidade do *jet-grouting*.

3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ESCAVAÇÃO 1

3.3.1. ESCORAMENTO CONVENCIONAL – CÁLCULOS A A I

3.3.1.1. Deslocamentos

Na Figura 3.15 tem-se os deslocamentos horizontais na parede moldada para os cálculos A a I. Note-se que estes deslocamentos são os mobilizados na última fase de construção, ou seja na fase 8. Os deslocamentos horizontais positivos referem-se a deslocamentos para o interior da escavação.

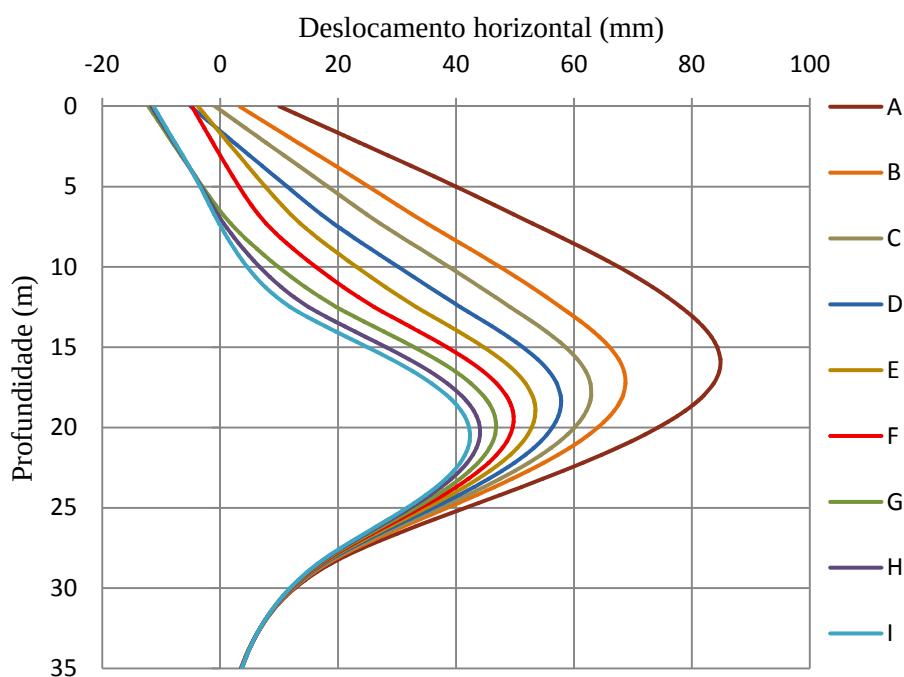


Figura 3.15 – Deslocamentos horizontais da parede na Escavação 1 para os cálculos A a I.

É de referir que o cálculo A é o que sofre maiores deslocamentos horizontais, devido à não existência de qualquer pré-esforço. À medida que se aumenta o pré-esforço nas escoras os deslocamentos diminuem. Note-se que esta redução dos deslocamentos à custa do pré-esforço é muito mais significativa acima da base da escavação, pois é aí que se encontram os elementos pré-esforçados. Abaixo dos 25 m de profundidade os deslocamentos horizontais são muito idênticos nas análises apresentadas.

A localização do máximo deslocamento horizontal varia com o nível de pré-esforço, observe-se o Quadro 3.10. Na análise A o deslocamento horizontal máximo localiza-se a, cerca de 2,25 m acima da base da escavação, na fase B esta profundidade aumenta 1,5 m devido ao pré-esforço. Conclui-se,

assim, que com a aplicação do pré-esforço a profundidade onde se mobiliza o máximo deslocamento horizontal aumenta.

Quadro 3.10 – Localização e correspondente deslocamento horizontal máximo para a Escavação 1 para os cálculos A a I.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Profundidade (m)	15,75	17,25	18,00	18,45	18,95	19,30	20,00	20,43	20,43
Máximo Deslocamento (mm)	84,83	68,74	62,91	57,83	53,46	49,75	46,78	44,05	42,37

A Figura 3.16 apresenta as mudanças registadas, em relação ao máximo deslocamento horizontal, com o aumento do módulo de elasticidade (E) de 18 GPa para 30 GPa da parede moldada. As análises com apóstrofo simbolizam as análises com o maior módulo de elasticidade.

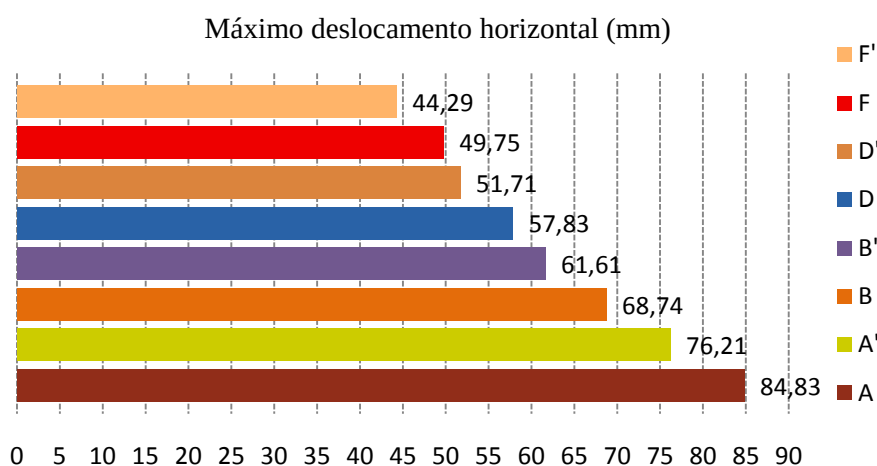


Figura 3.16 - Variação do deslocamento horizontal máximo com a mudança do módulo de elasticidade da parede moldada na Escavação 1 para os cálculos A, A', B, B', D, D', F e F'.

Constata-se que um aumento de 67 % da rigidez à flexão conduz a uma redução de aproximadamente 10 % do deslocamento horizontal máximo, independentemente do cálculo.

Em relação à localização do máximo deslocamento horizontal, não se registaram alterações com a variação do módulo de deformabilidade da parede moldada, observe-se a Figura 3.17.

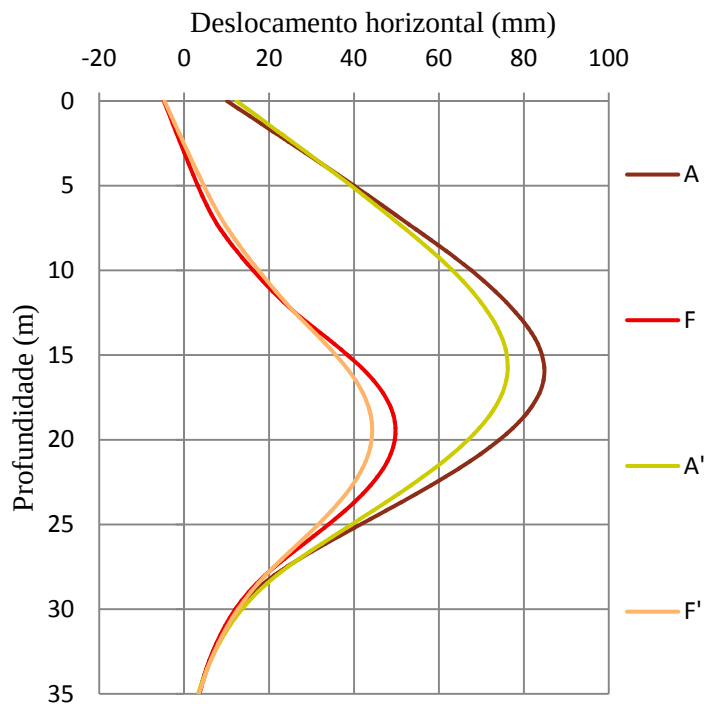


Figura 3.17 – Deslocamento horizontal na Escavação 1 para os cálculos A, A', F, F'.

Constata-se que a influência do módulo de elasticidade da parede é relativamente modesta no que diz respeito aos deslocamentos horizontais.

Como se viu na Figura 3.15, com o aumento do pré-esforço os deslocamentos horizontais, principalmente acima da base da escavação, são reduzidos. Consequentemente, esta redução reflecte-se em menores assentamentos da superfície como mostra a Figura 3.18. O perfil côncavo da deformada do terrapleno é típico de estruturas de suporte em que se mobilizam significativas forças tangenciais entre a cortina e o maciço suportado.

A Figura 3.18 evidencia os assentamentos da superfície até uma distância de 80 m da parede.

Constata-se que na análise I comparativamente com a A os assentamentos da superfície máximos baixam cerca de 3,2 vezes, passando de 44 mm para 14 mm.

A relação entre assentamentos máximos da superfície e o deslocamento horizontal máximo da parede está patente no Quadro 3.11. Também é apresentado, no mesmo quadro, a distância do ponto onde ocorre o máximo assentamento relativamente à parede moldada.

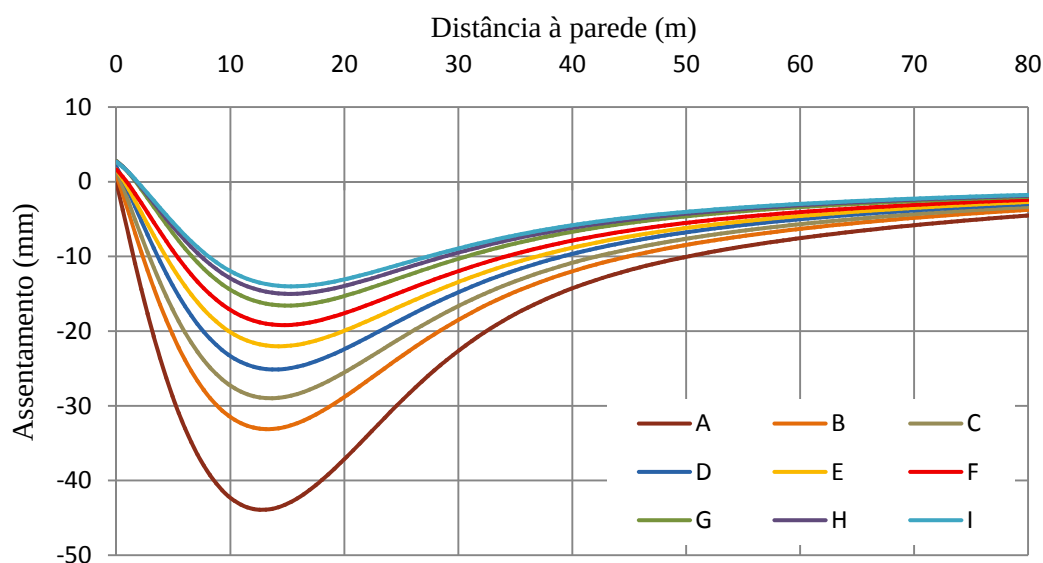


Figura 3.18 – Assentamentos da superfície na Escavação 1 para os cálculos A a I.

Quadro 3.11 – Localização do ponto de assentamento máximo e respectiva relação com o deslocamento horizontal máximo da parede na Escavação 1 para os cálculos A a I.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$X (\delta_v^{m\acute{a}x}) (m)$	12,6	13,1	13,7	13,9	14,2	14,8	14,76	15,31	15,31
$\frac{\delta_v^{m\acute{a}x}}{\delta_h^{m\acute{a}x}}$	0,52	0,48	0,46	0,43	0,41	0,39	0,35	0,34	0,33

Como se observa no quadro anterior, a razão do assentamento máximo pelo deslocamento horizontal máximo da parede vai diminuindo à medida que se aumenta o pré-esforço nas escoras. Isto ocorre porque, com o aumento do pré-esforço a diminuição do $\delta_h^{m\acute{a}x}$ é maior que a do $\delta_v^{m\acute{a}x}$.

A variação do módulo de elasticidade da parede moldada também foi estudada em relação aos assentamentos da superfície. As conclusões obtidas são muito similares às mencionadas em relação aos deslocamentos horizontais da parede moldada. Ou seja os assentamentos obtidos quando se utiliza $E=30$ GPa são menores do que com $E=18$ GPa, devido ao aumento da rigidez à flexão.

3.3.1.2. Esforços estruturais

Com o faseamento construtivo de uma escavação surgem diferentes forças mobilizadas em cada nível de escoramento. Quando se escava, a cortina tende a deslocar-se para o interior da escavação e consequentemente a força na escora aumenta. Com a aplicação do pré-esforço numa escora seguinte a parede tende a recuperar o deslocamento e consequentemente a força nas escoras já instaladas diminui. Isto encontra-se evidenciado na Figura 3.19 para os cálculos A, C, E, F, H e I.

É de notar, que com o aumento das forças de pré-esforço iniciais o acréscimo devido à fase de escavação seguinte tende a ser cada vez mais reduzido.

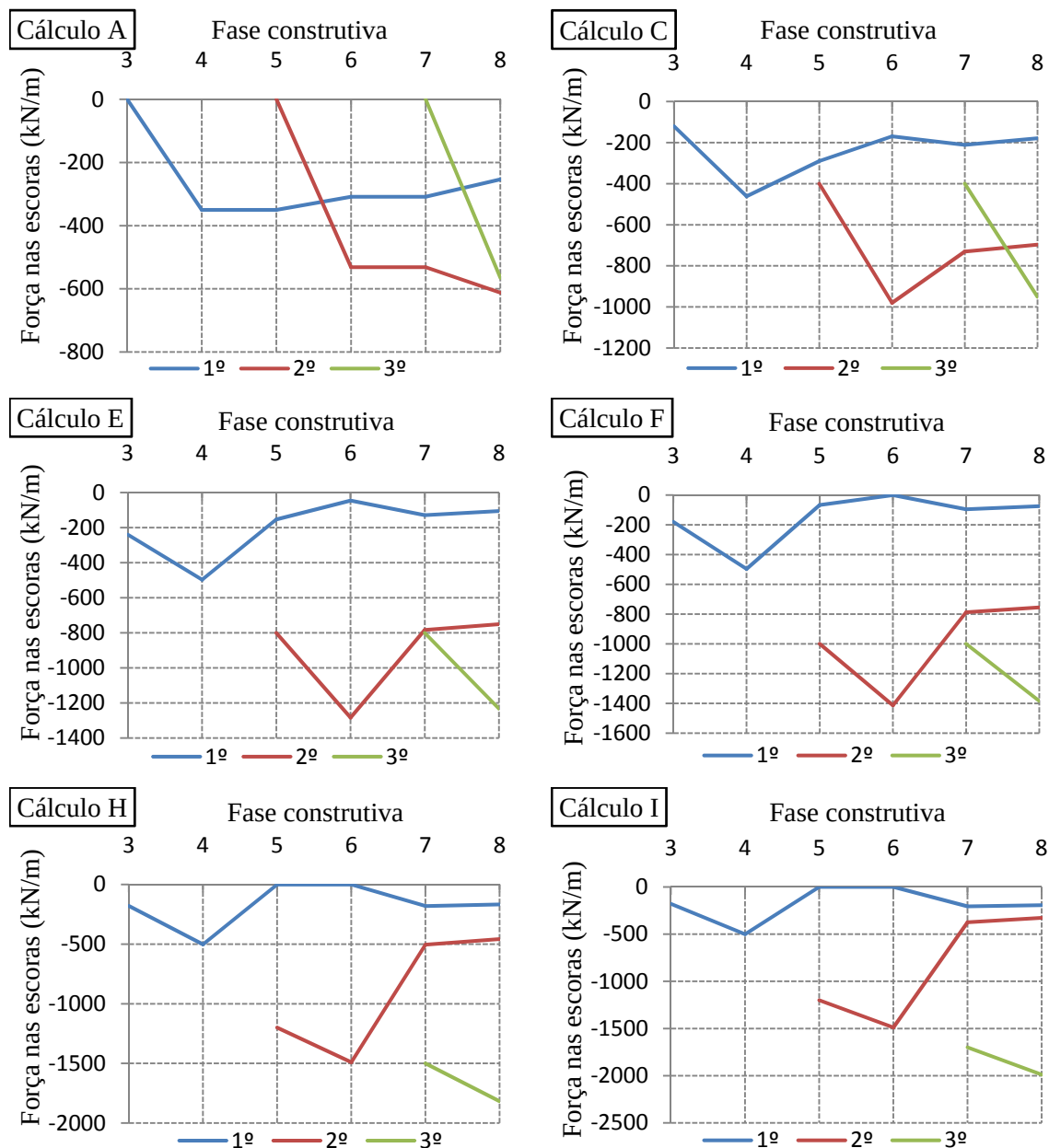


Figura 3.19 – Variação da força nas escoras na Escavação 1 para os cálculos A, C, E, F, H e I.

Registou-se nos cálculos F a I que, com a introdução da força de pré-esforço no segundo nível de escoramento, as forças mobilizadas na primeira escora se reduzem substancialmente chegando mesmo ao valor nulo. Ou seja as escoras ficam livres, é de notar que este comportamento deve-se, também, às diferenças significativas de pré-esforço entre o 1º e o 2º nível de escoras.

Terzaghi e Peck (1967) propuseram diagramas de pressões aparentes para escavações em solos arenosos e argilosos. No caso de solos argilosos propõem dois diagramas, dependentes do número de estabilidade da base. No caso de números de estabilidade da base superiores a 5, tem-se o diagrama apresentado na Figura 3.20.

O valor da resistência não drenada utilizado foi o valor médio até à base da escavação, ou seja 42 kPa.

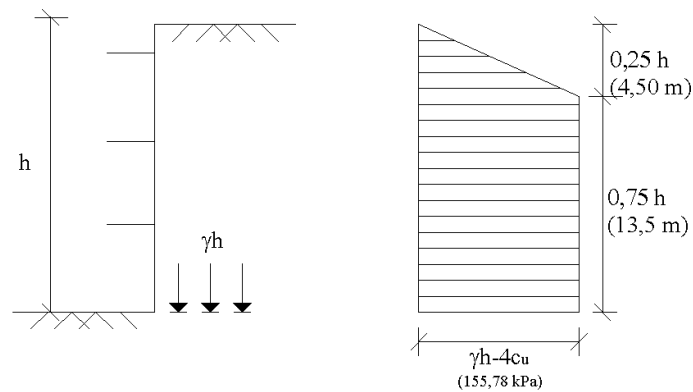


Figura 3.20 – Diagrama de Terzaghi & Peck utilizado.

Na Figura 3.21 ilustra-se a comparação entre o diagrama de Terzaghi & Peck (1967), das tensões horizontais em repouso, do pré-esforço instalado (Figura 3.21 (a)) e das pressões provocadas pelas forças máximas mobilizadas no escoramento (Figura 3.21 (b)) para os cálculos de B a I. Pode-se constatar, de novo, a subida das forças nas escoras em relação à força inicialmente instalada. Optou-se por parar a subida da força do primeiro nível de escoras, no cálculo D, porque a contínua subida desta força provocava um movimento da parede moldada contra o terreno.

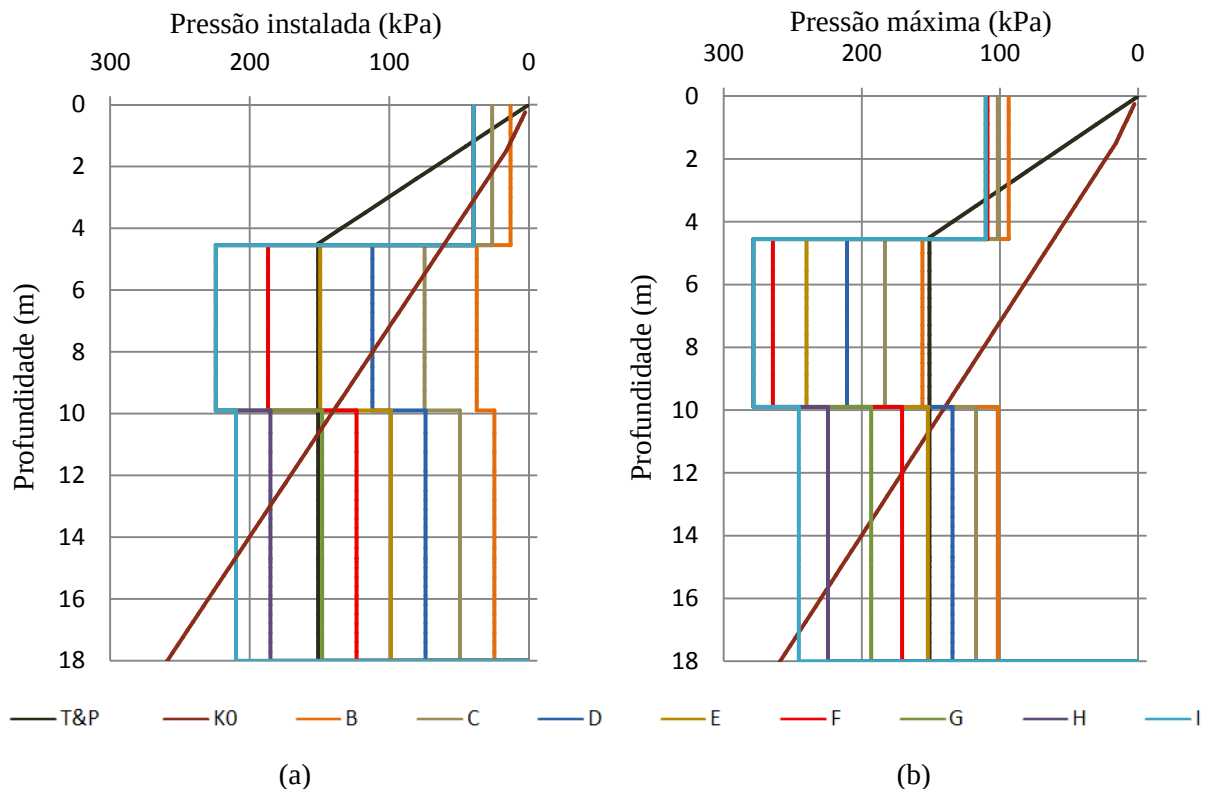
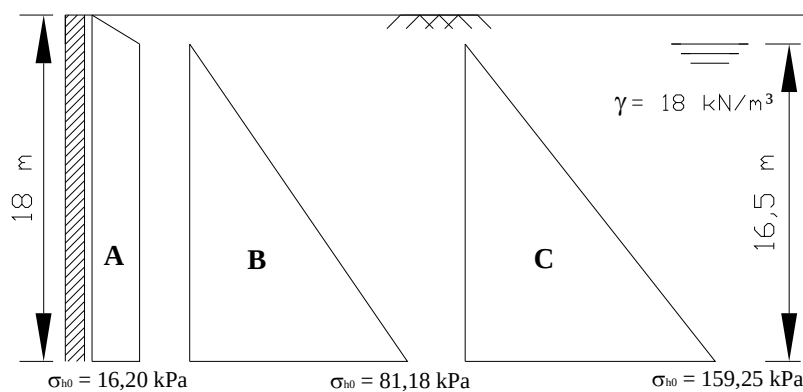


Figura 3.21 – Diagrama de pressões: aparentes, horizontais de repouso, do pré-esforço instalado (a) e das pressões máximas sobre a parede (b) na Escavação 1 para os cálculos de B a I.

É de notar que os cálculos com menores deslocamentos horizontais da parede (cálculos G, H e I) apresentam um diagrama de pré-esforço superior ao diagrama de Terzghi&Peck a partir dos 4,5 m de profundidade.

A Figura 3.22 ilustra as pressões horizontais de terras, em repouso, sobre a parede moldada. O diagrama A reflecte as tensões efectivas devido ao peso das terras até 1,50 m de profundidade, referente ao solo emerso. O diagrama B refere-se às tensões efectivas horizontais devido às terras desde os 1,5 m aos 18 m de profundidade, devido ao solo submerso. O último diagrama deve-se às pressões da água. A mesma Figura contém o cálculo da força total exercida sobre a parede moldada pelas terras, esta força considerou-se horizontal. Esta força actua a 5,88 m da base de escavação, aproximadamente a 1/3 da profundidade escavada.



$$I_h = \frac{1}{2} \times (0,6 \times (18 \times 1,5^2 + (8,2) \times 16,5^2) + 9,8 \times 16,5^2) + 0,6 \times 18 \times 1,5 \times 10,5 \quad (3.1)$$

$$I_h = 2283,21 \text{ kPa}$$

Figura 3.22 – Pressões horizontais de repouso sobre a parede moldada na Escavação 1.

Uma comparação entre a resultante dos pré-esforços no escoramento e a resultante do diagrama de pressões horizontais em repouso está evidenciada no Quadro 3.12. Pode constatar-se que os cálculos B a F têm resultantes do pré-esforço menores do que a resultante do diagrama de pressões horizontais de repouso, acontecendo o contrário com os cálculos G a I. Os centros de gravidade dos diagramas de pré-esforço sobre a parede moldada são sempre mais altos do que os do diagrama de pressões horizontais, em relação à base de escavação, diminuído ligeiramente com o aumento do pré-esforço nas escoras dos cálculos de E a I.

Quadro 3.12 – Comparação do diagrama de pré-esforço nas escoras e respectivo centro de gravidade em relação ao diagrama de tensões horizontais em repouso na Escavação 1.

	B	C	D	E	F	G	H	I
% do diagrama de pré-esforço em relação ao de repouso	20,15	40,29	60,44	77,96	95,48	113,0	126,1	134,9
Centro de gravidade do diagrama de pré-esforço em relação à base de escavação (m)	1,42	1,42	1,42	1,38	1,35	1,33	1,26	1,23
	x	x	x	x	x	x	x	x
	$(\frac{1}{3} 18)$	$(\frac{1}{3} 18)$	$(\frac{1}{3} 18)$	$(\frac{1}{3} 18)$	$(\frac{1}{3} 18)$	$(\frac{1}{3} 18)$	$(\frac{1}{3} 18)$	$(\frac{1}{3} 18)$

Os esforços analisados para a parede moldada foram os momentos flectores e os esforços transversos.

A Figura 3.23 (a) expressa os valores de momentos flectores, enquanto a Figura 3.23 (b) traduz os esforços transversos para a parede moldada na última fase construtiva, fase 8. Como se esperava, com o aumento do pré-esforço, os momentos flectores acima da base de escavação, vão sucessivamente diminuídos, chegando mesmo a valores negativos.

O cálculo A é o que apresenta maior momento positivo, devido à inexistência de pré-esforço, cerca de 2038 kN.m/m para a profundidade de 16,50 m. Em todos os restantes cálculos efectuados os momentos positivos não divergem de forma significativa.

O cálculo I é o que apresenta maior momento negativo, devido à existência de fortes forças de pré-esforço, cerca de 2040 kN.m/m para a profundidade de 12,5 m. Verifica-se que para este último cálculo os momentos positivos máximos se aproximam bastante dos negativos máximos.

Na Figura 3.23 (b) são claros os três níveis de escoras, devido à mudança de sinal do diagrama de esforços transversos. O máximo esforço transversal positivo ocorre invariavelmente à profundidade do terceiro nível de escoramento, 12,5 m. O valor máximo ocorre para o cálculo que utiliza mais pré-esforço, cálculo I, e vale 1209 kN/m. Abaixo da base de escavação os valores de ambos os cálculos têm discrepâncias menos significativas.

A Figura 3.24 representa a envolvente de momentos flectores para a parede moldada, para todo o faseamento construtivo. É interessante verificar que entre a profundidade 15 e 24 m não existem momentos negativos enquanto abaixo dos 26 m de profundidade não coexistem, com os momentos negativos, qualquer momento positivo. Os momentos positivos, à excepção do cálculo A, são relativamente próximos em todos os cálculos efectuados. Os momentos negativos têm andamentos contrários com a consideração de um trecho acima ou abaixo da base de escavação. Enquanto o cálculo com maior momento negativo acima da base da escavação (cálculo I) tem momento negativo mínimo abaixo desta base o cálculo com maior momento negativo abaixo da base de escavação (cálculo A) possui momento negativo mínimo, leia-se nulo, acima desta base.

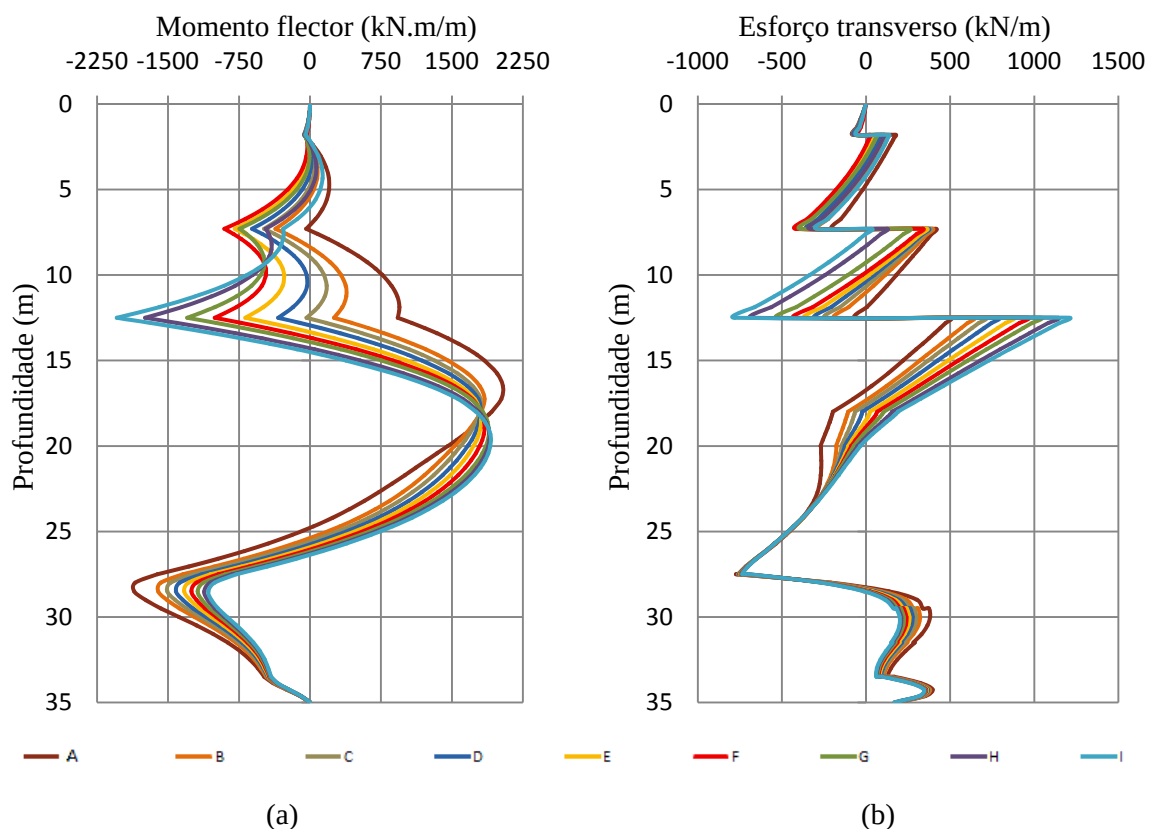


Figura 3.23 – Momentos flectores (a) e esforços transversos (b) na Fase 8 da Escavação 1, para os cálculos de A a I.

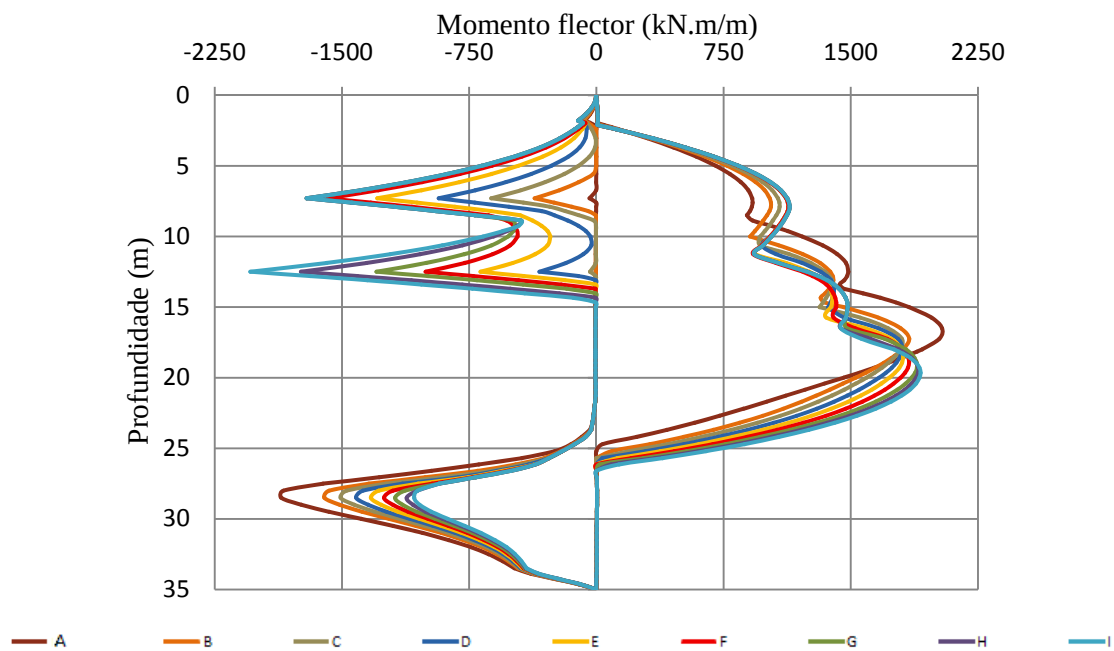


Figura 3.24 – Envelope de momentos flectores para todas as fases construtivas da Escavação 1 para os cálculos A a I.

Em relação à variação dos esforços na parede moldada com a mudança do módulo de elasticidade da parede moldada, conclui-se que os andamentos dos diagramas de momentos flectores e esforços transversos são semelhantes, embora com ligeiro desfasamento, como mostra a Figura 3.25. Os momentos flectores positivos sofrem um agravamento de 30 %, nos cálculos A e F, com o aumento do módulo de elasticidade da parede para 30 GPa. O esforço transversal não é muito afectado com esta mudança.

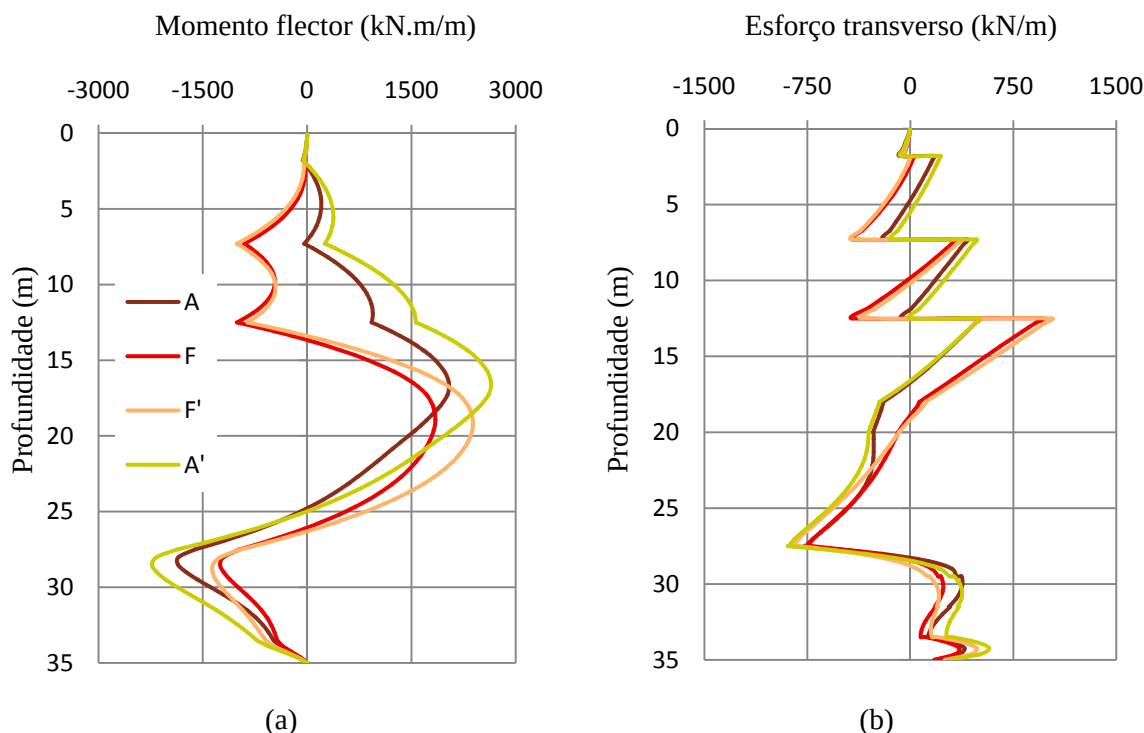


Figura 3.25 - Comparação dos esforços na parede, momentos flectores (a) e esforços transversos (b), com a mudança do módulo de elasticidade da parede moldada na Escavação 1 para os cálculos A, A', F e F'.

3.3.1.3. Pressões de terras

Relativamente às pressões de terras, com o aumento do pré-esforço estas tendem a aumentar, devido ao menor deslocamento da parede moldada, sobretudo acima do fundo de escavação. A Figura 3.26 mostra as pressões totais de terras em quatro cálculos, nomeadamente A, D, F e I, para a última fase construtiva.

É possível constatar o aumento da pressão de terras entre os 6 m de profundidade e os 18 m, com o pré-esforço. O pré-esforço modifica as pressões de terras acima da base de escavação, observe-se na figura seguinte que abaixo dos 18 m de profundidade as pressões são similares nos quatro casos estudados.

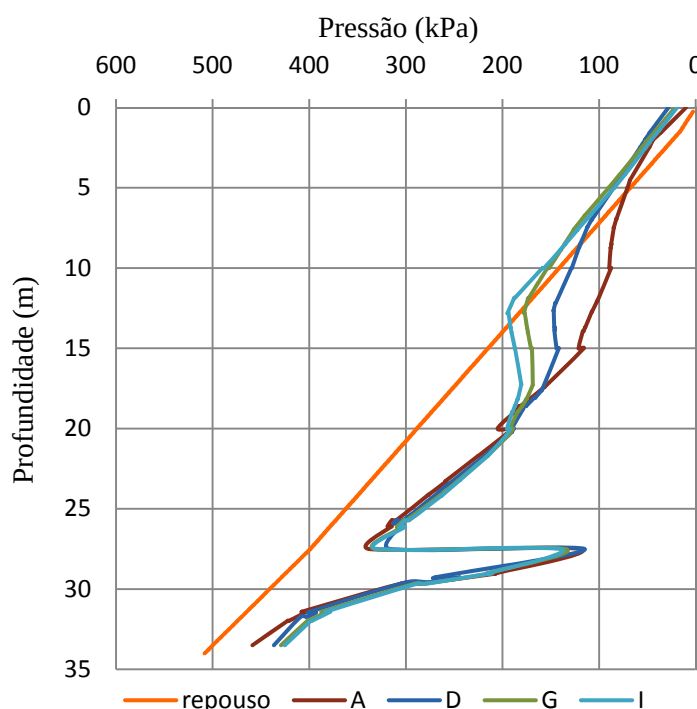


Figura 3.26 – Pressões de terras comparativamente com as pressões de repouso na Escavação 1 para os cálculos A, D, G e I na última fase construtiva.

A diminuição brusca que se regista nas pressões de terras aos 27,5 m de profundidade é consequência da entrada da parede moldada no substrato miocénico.

3.3.2. UTILIZAÇÃO DE UMA VIGA DE SUPORTE À LAJE DE COBERTURA EM SUBSTITUIÇÃO DO PRIMEIRO NÍVEL DE ESCORAS – CÁLCULOS FV A IV

3.3.2.1. Introdução

Como foi analisado em 3.3.1.2, existem fases nos cálculos F a I em que o primeiro nível de escoras fica solto, mobilizando esforço axial nulo. Este facto origina uma entrada da parede no terreno.

Para contornar este facto podem-se adoptar diversas soluções, nomeadamente:

1. aumentar o pré-esforço inicial desse nível;
2. baixar o alinhamento da primeira escora, de modo a que as pressões de terras sejam maiores e as tracções residuais tendam a desaparecer;
3. baixar o pré-esforço do 2º nível de escoras, reduzindo o movimento da parede contra o terreno;
4. substituir o primeiro nível de escoras por uma viga de suporte à laje de cobertura, para que deste modo se consiga mobilizar esforços de tracção;
5. colocar, unicamente, no primeiro nível uma união entre a escora e a parede moldada, desta forma a “escora” passa a conseguir mobilizar esforços de tracção, passando a constituir uma escora-tirante;
6. baixar o alinhamento do 2º nível, aumentando desta forma a área de influência do 1º nível.

Cada uma destas soluções apresenta vantagens e desvantagens, optou-se por simular as hipóteses 4 e 5. Neste subcapítulo apresenta-se a solução 4 e no subcapítulo 3.3.3. a solução 5.

De seguida apresenta-se alguns resultados obtidos nas diversas análises, sendo comparados com os resultados dos cálculos F, G, H e I devido a só nestes se verificarem forças nulas no primeiro nível de escoras.

3.3.2.2. Deslocamentos

A presença desta viga revelou-se, a nível de deslocamentos, pouco interessante, porque a sua introdução não permite recuperar deslocamentos da parede. Com isto, a parede tende a ter maiores movimentos horizontais.

A Figura 3.27 exprime as diferenças encontradas entre a adopção da viga de suporte à laje de cobertura em detrimento do primeiro nível de escoras. Como se pode observar o facto de os deslocamentos iniciais, associadas à primeira fase de escavação, não poderem ser recuperados prejudica a curva de deslocamentos horizontais da parede moldada.

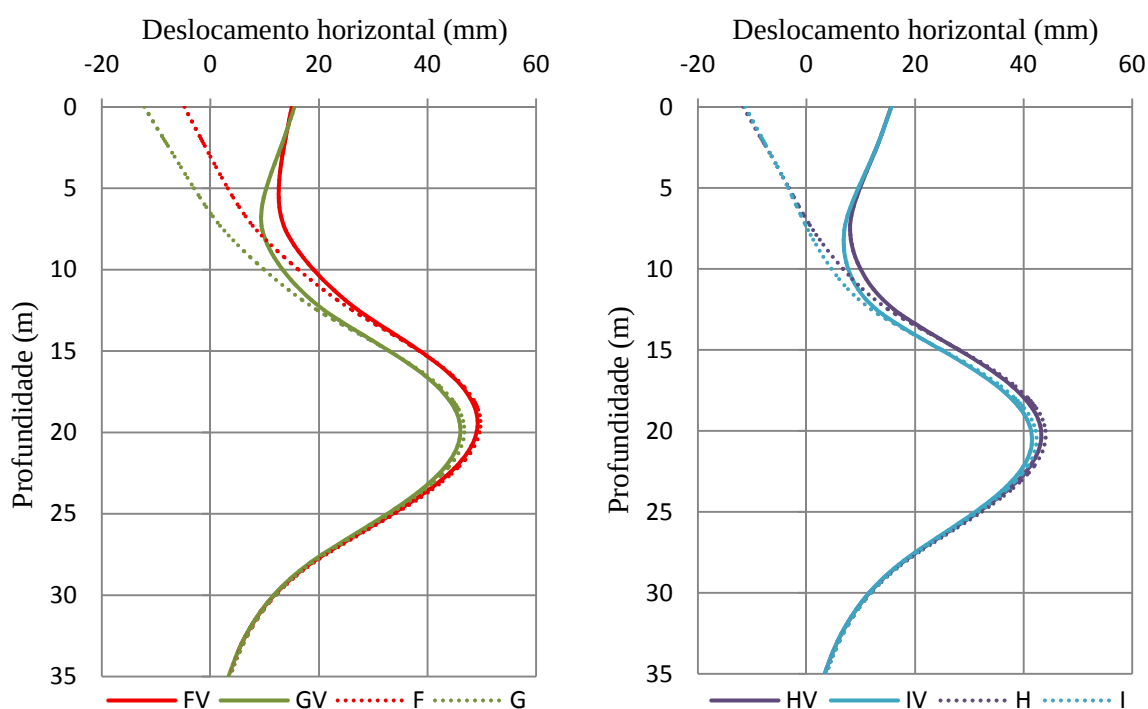


Figura 3.27 – Comparação dos deslocamentos horizontais da parede moldada entre a solução viga de suporte à laje de cobertura e sistema de escoramento convencional na Escavação 1 para os cálculos FV a IV e F a I.

Os deslocamentos abaixo dos 13 m de profundidade permanecem inalterados com a mudança do primeiro nível de apoio da parede moldada, deste modo o máximo deslocamento horizontal não é alterado.

Os acréscimos observados de deslocamentos horizontais traduzem-se em aumentos dos assentamentos da superfície. Neste caso o máximo assentamento já é alterado, e varia conforme o pré-esforço aplicado nas escoras, como mostra a Figura 3.28.

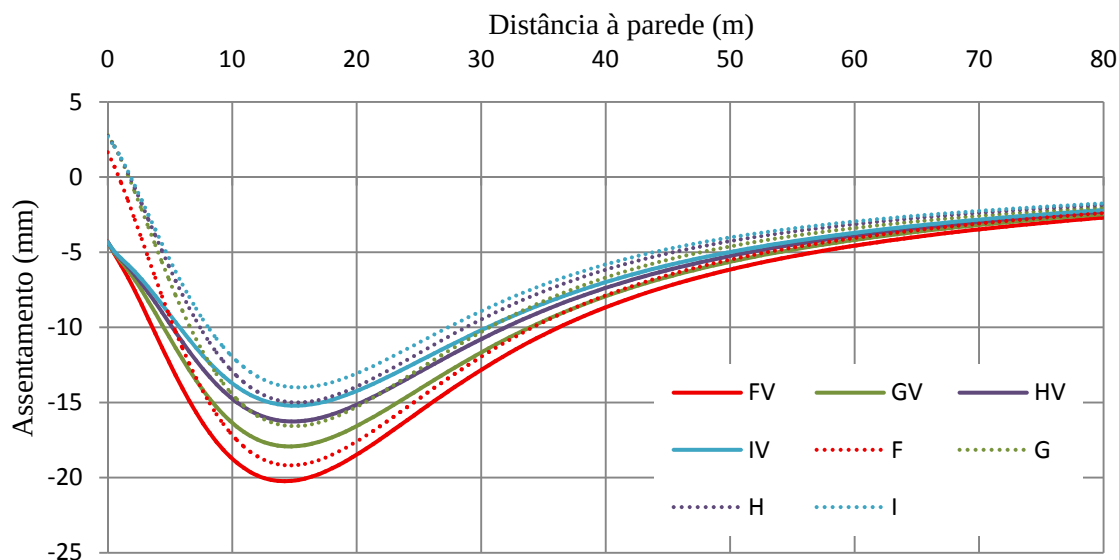


Figura 3.28 - Comparação dos assentamentos da superfície entre a solução viga de suporte à laje de cobertura e sistema de escoramento convencional na Escavação 1 para os cálculos FV a IV e F a I.

Regista-se assim aumentos, não negligenciáveis, comparativamente com a solução que contempla escoras. É de salientar que os deslocamentos no início da parede moldada se traduzem, obviamente, numa descida do solo suportado nessas zonas.

3.3.2.3. Esforços estruturais

O esforço axial na viga começa por ser de compressão devido à escavação e consequente movimento da parede para o interior da escavação. Quando surge o primeiro pré-esforço no, agora, primeiro escoramento o esforço axial passa a ser tracção e mantém-se assim durante todo o faseamento construtivo.

O aumento do pré-esforço em todos os níveis do escoramento aumenta claramente o esforço axial de tracção na viga devido à mobilização da parede contra o terreno. Pode-se observar na Figura 3.29 o aumento das forças de tracção entre os cálculos FV e GV. Porém, quando se aumenta o pré-esforço unicamente no último nível do escoramento a parede tende a rodar e deste modo alivia as forças de tracção na viga. Repare-se que a análise IV tem forças de tracção menores que as do cálculo HV e este menores do que as do cálculo GV, a partir da fase construtiva 6. É de notar que as forças apresentadas, na figura seguinte são por metro de desenvolvimento longitudinal. A multiplicação destas pelo afastamento longitudinal das vigas conduziria a forças máximas de tracção nos cálculos GV, HV, e IV de 818 kN, para a fase 6.

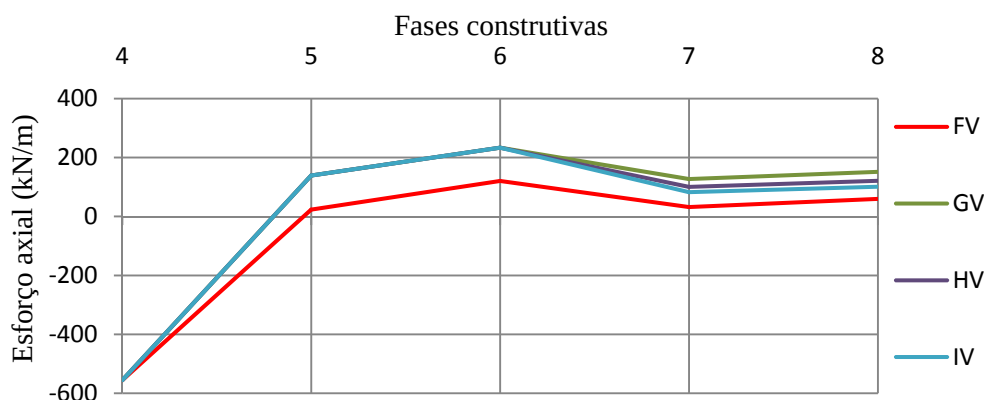


Figura 3.29 – Esforço axial na viga de suporte à laje de cobertura na Escavação 1 para os cálculos FV a IV.

As principais diferenças encontradas nos momentos flectores da parede moldada, prendem-se com o facto de neste caso a viga transmitir uma continuidade à parede moldada no topo desta, sendo desta forma absorvidos alguns momentos flectores nessa zona, como mostra a Figura 3.30. A inexistência da primeira escora pré-esforçada, materializada por uma força activa contra o terreno, tem como consequência um aumento dos momentos negativos na parede moldada. Este aumento para os 7,3 m de profundidade vale cerca de 3,25 vezes para o cálculo I e 2,35 vezes para o cálculo H. À profundidade de 12,5 m também existe um aumento, porém menos gravoso do que o descrito anteriormente. Abaixo dos 13 m de profundidade, não se regista qualquer diferença.

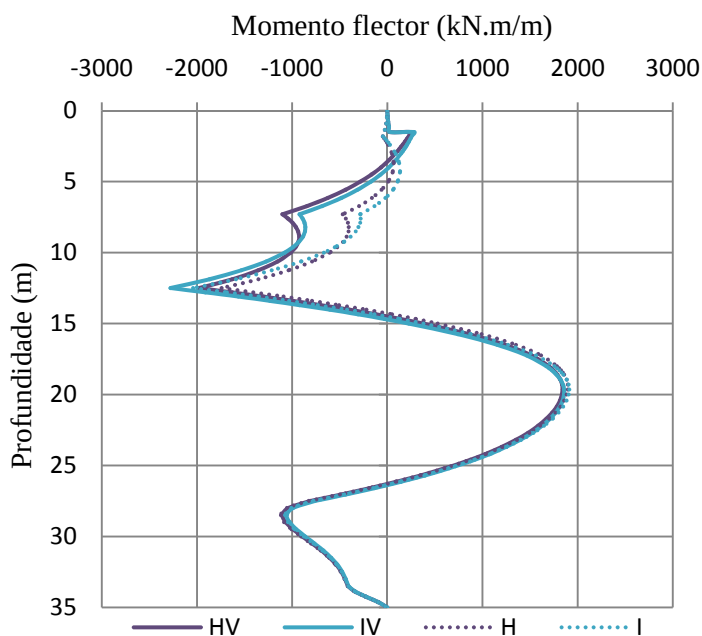


Figura 3.30 – Momentos flectores na parede moldada na Escavação 1 para os cálculos HV, IV, H e I.

Conclui-se que a introdução da viga, apesar de conseguir mobilizar tracções, não apresenta mais vantagens. No que concerne ao controlo dos deslocamentos horizontais, assentamentos da superfície e momentos flectores esta solução revela-se pouco convenientemente, em termos comparativos.

3.3.3. UTILIZAÇÃO DE ESCORA-TIRANTE NO PRIMEIRO NÍVEL DO ESCORAMENTO – CÁLCULOS FT A IT

3.3.3.1. Introdução

Devido ao facto, apresentado em 3.3.2.2, de não se conseguir recuperar o deslocamento associado à primeira fase de escavação com a viga de suporte à laje de cobertura levou a que se simulasse a presença de um elemento barra que funcionasse quer à compressão quer à tracção e pudesse ser pré-esforçado. Este elemento seria monoliticamente ligado à parede moldada, para que deste modo pudesse mobilizar as forças de tracção. De seguida vai-se estudar as principais alterações desta solução comparativamente com as análises F, G, H e I, devido a só estas experimentarem esforços axiais nulos no primeiro nível de escoras.

Note-se que este elemento, escora-tirante, é introduzido unicamente no primeiro nível. Estes novos cálculos tomam as siglas AT a IT. Note-se que os cálculos A a E tomam os mesmos valores dos cálculos AT a ET, pois o primeiro nível está sempre comprimido atingindo-se, obviamente, iguais esforços axiais em ambas as simulações.

3.3.3.2. Deslocamentos

Como este elemento barra consegue mobilizar forças axiais de tracção, prende a parede e impede que esta entre no terreno suportado. Deste modo a verticalidade da parede tende a aumentar comparativamente com as soluções anteriores, como ilustra a Figura 3.31.

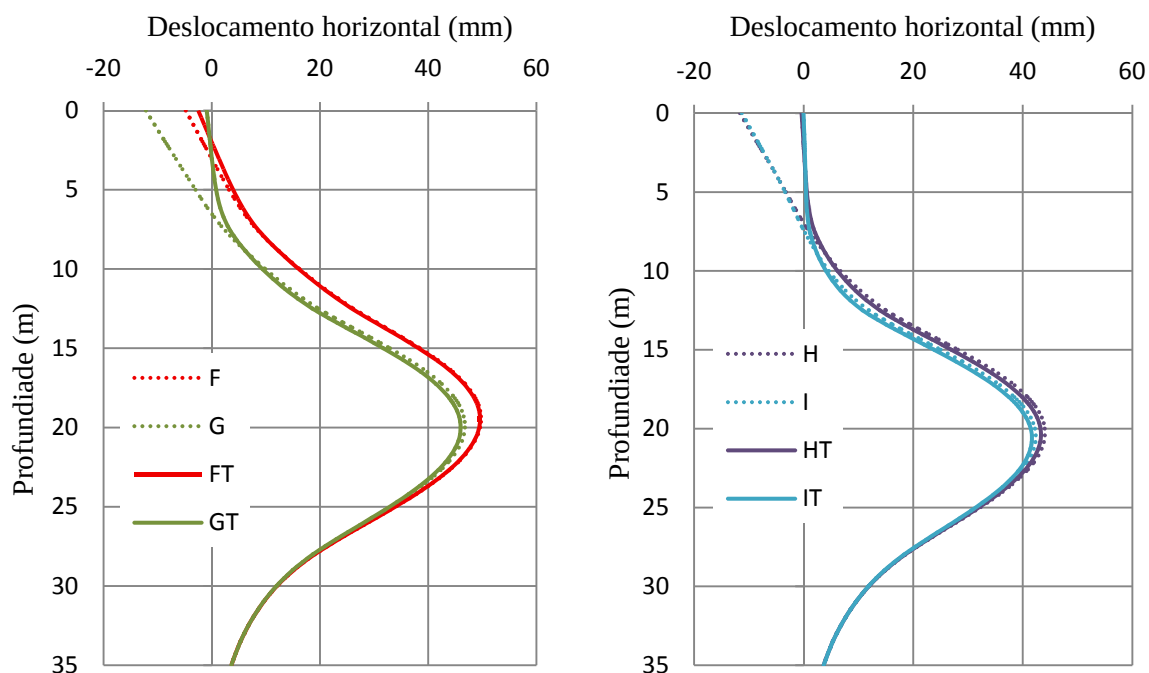


Figura 3.31 – Comparação entre os deslocamentos horizontais da parede moldada entre a solução escora-tirante e escora na Escavação 1 para os cálculos FT a IT e F a I.

As diferenças no cálculo F são negligenciáveis devido à tracção no elemento escora-tirante ser muito baixa. Porém, nas restantes análises verifica-se que as melhorias de comportamento da parede são assinaláveis na parte superior da parede.

As mudanças relativamente aos assentamentos da superfície suportada são todavia muito reduzidas, como se pode constatar na Figura 3.32 para os cálculos I e IT.

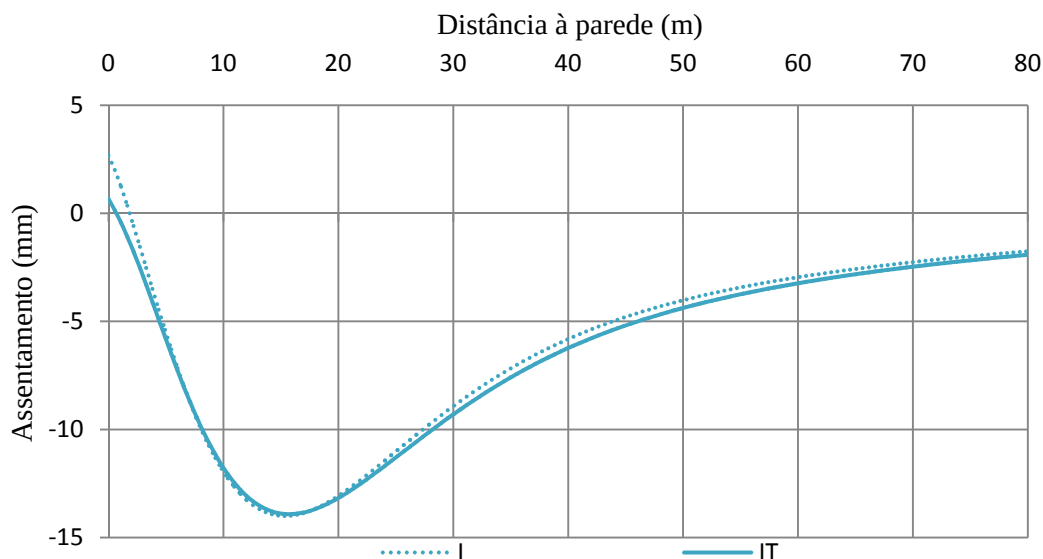


Figura 3.32 – Comparação entre os assentamentos da superfície nos cálculos I e IT na Escavação 1.

3.3.3.3. Esforços estruturais

A substituição da primeira escora por um elemento escora-tirante revela algumas diferenças nas forças que os apoios mobilizam. Observe-se as forças das escoras nos cálculos de FT a IT na Figura 3.33.

As forças no 1º nível são afectadas pela introdução do elemento escora-tirante, em todos as fases construtivas a força de compressão mobilizada na nova solução é inferior. No cálculo GT a força na última fase de construção é quase de tracção, nos cálculos seguintes (HT e IT) já deixa de ser de tracção para ser uma força mínima de compressão. Isto deve-se ao facto de as análises HT e IT introduzirem maior força no 3º nível e deste modo introduzem um efeito de alavanca na parede moldada, que comprime um pouco mais o primeiro nível.

A força de compressão no 3º nível, comparativamente com a solução de escora no primeiro nível, é muito pouco afectada. As forças mobilizadas são muito similares em ambas as análises porque a força introduzida é a mesma e a profundidade escavada de seguida também, não podendo deste modo as forças variar neste nível.

Se a força no 1º nível é menor e a do 3º se mantém constante, a força de compressão mobilizada no 2º nível terá de aumentar para que seja respeitado o equilíbrio. Constata-se que em todos os cálculos, comparativamente com a solução de escoras, a força de compressão no 2º nível aumenta.

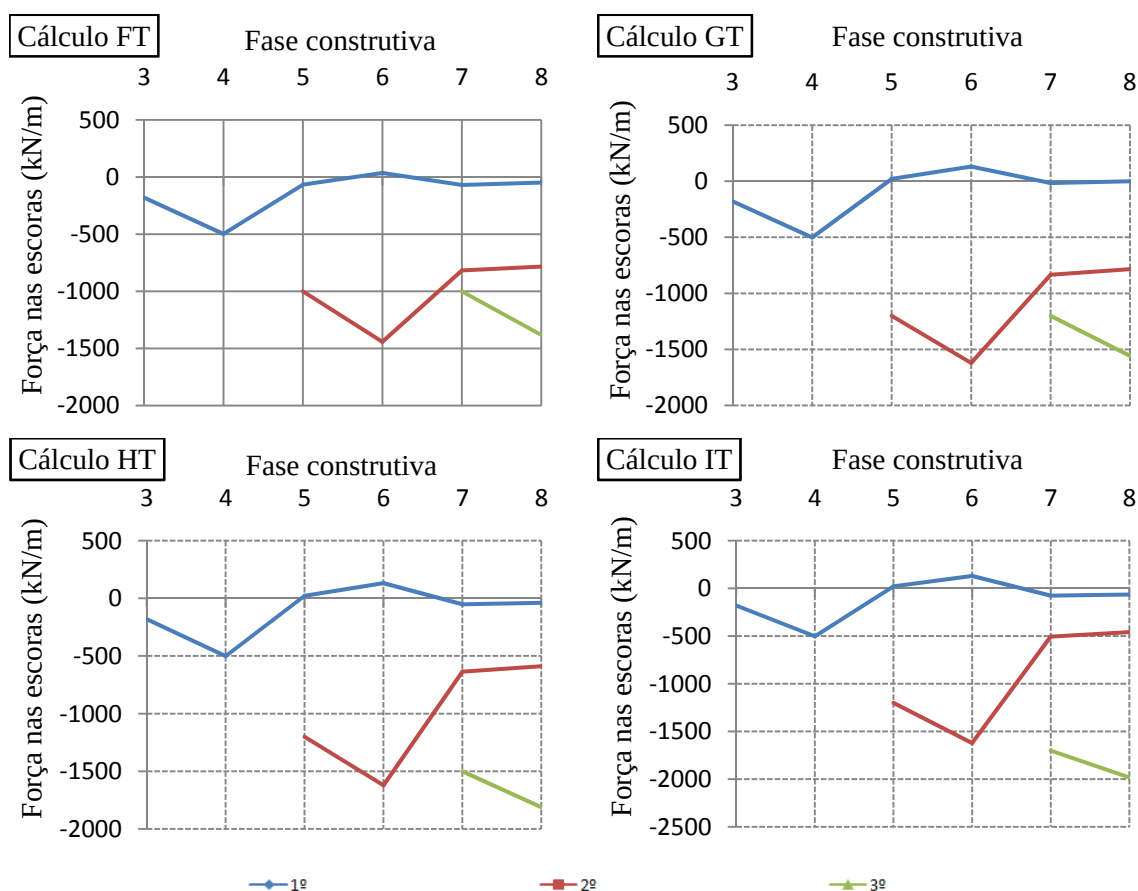


Figura 3.33 – Forças mobilizadas nos elementos nas diversas fases construtivas da Escavação 1 para os cálculos FT a IT.

Relativamente à envolvente de momentos flectores para a parede moldada, a introdução do novo elemento traduz-se num aumento do diagrama de momentos negativos entre o topo da parede e a profundidade dos 12,5 m e numa diminuição do diagrama de momentos positivos entre as profundidades 12,5 e 17,5 m. Se o primeiro nível mobiliza esforços axiais de tracção, significa que existe mais uma força horizontal no sentido do interior da escavação, desta forma os momentos negativos aumentam. A Figura 3.34 mostra as envolventes para o cálculo F - FT e I - IT.

As mudanças são evidentes para o cálculo I, enquanto no cálculo F as diferenças são pouco notórias porque esta análise mobiliza menores forças de tracção no primeiro nível. Deste modo, as análises com escora e escora-tirante tendem a aproximar-se.

Os momentos negativos a 7,3 m de profundidade, na análise I e IT, passam de 1704 kN.m/m quando se tem escoras para 2079 kN.m/m para a solução escora-tirante, ou seja um aumento de 22 %.

Para a última fase de escavação as diferenças nos momentos flectores apenas são notórias para a parte negativa do diagrama. Para uma profundidade de 7,3 m, a análise H apresenta um momento flector negativo de -468 kN.m/m enquanto a análise HT o momento flector é de -837 kN.m/m. Para a mesma profundidade, na análise I e IT o momento flector é de -284 kN.m/m é de -654 kN.m/m, respectivamente. Porém, o valor máximo do diagrama negativo não ocorre para esta profundidade mas sim para a profundidade de 12,50 m, zona em que não existem diferenças significativas entre as duas soluções.

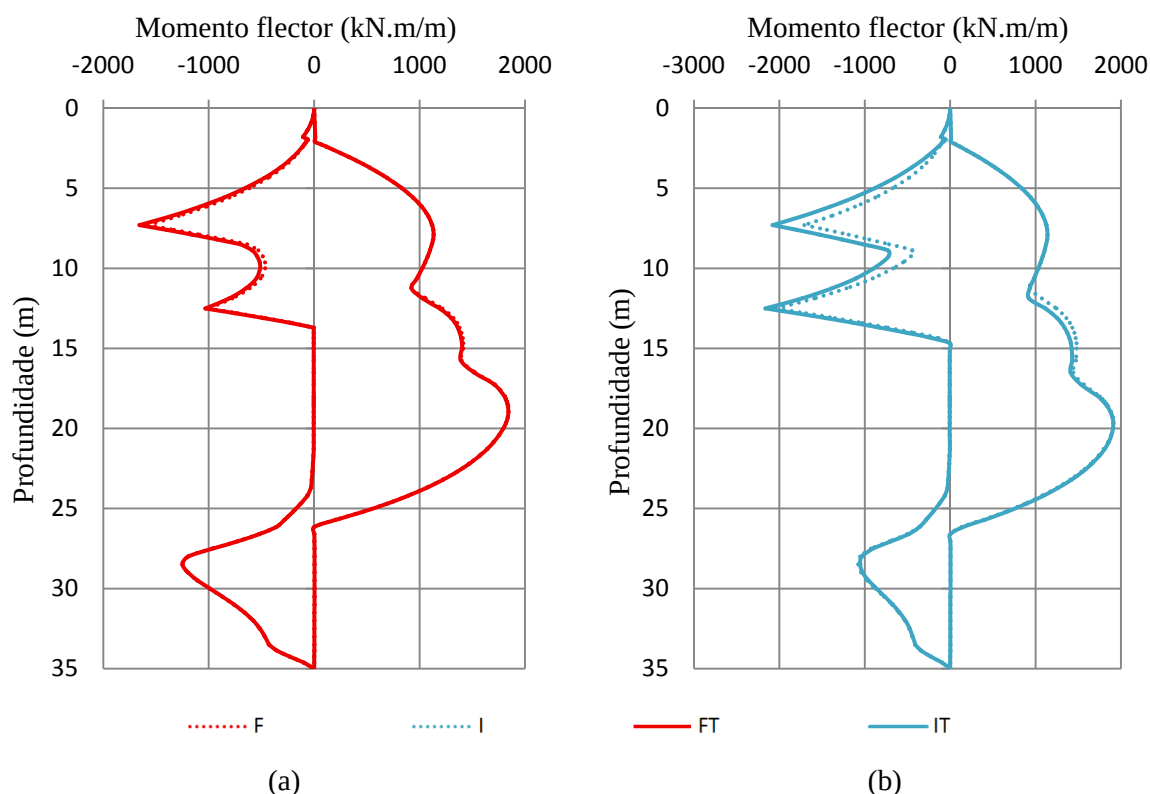


Figura 3.34 – Envelope de momentos flectores para os cálculos F e FT (a) e cálculos I e IT (b) na Escavação 1.

Em relação ao esforço transversal, as diferenças encontradas são concomitantes com as registadas nas forças mobilizadas pelos elementos do sistema do escoramento. Devido à força de compressão no 1º nível baixar, nas análises com o elemento escora-tirante, a quebra no diagrama de esforço transversal é menor; consequentemente no 2º nível é maior devido ao aumento da força de compressão naquele nível. Porém, o máximo esforço transversal não é afectado pois ocorre na zona do 3º nível de apoios e como essa força é igual em ambos os cálculos as diferenças são nulas.

3.3.3.4. Pressões de terras

As pressões de terras só são afectadas no alinhamento do 1º nível, comparativamente com a solução de escoras, como mostra a Figura 3.35. As pressões no cimo da cortina são menores porque como aquele elemento funciona também à tracção e segura a parede, impedindo-a de entrar no terreno, deste modo as pressões são aliviadas nessa zona.

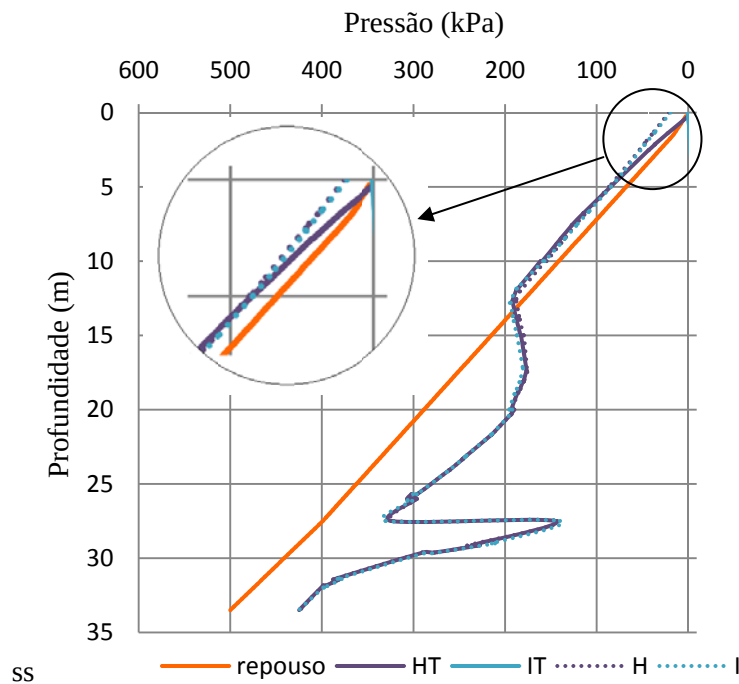


Figura 3.35 – Pressões de terras sobre a parede moldada na Escavação 1 para os cálculos HT, IT, H e I na última fase construtiva.

A Figura 3.36 traduz a orientação das tensões totais na direcção principal para última fase construtiva, são evidentes as concentrações de tensões devido ao efeito de arco. As diferenças de tensões horizontais abaixo do fundo de escavação e no tardo da parede moldada provocam uma rotação das tensões principais.

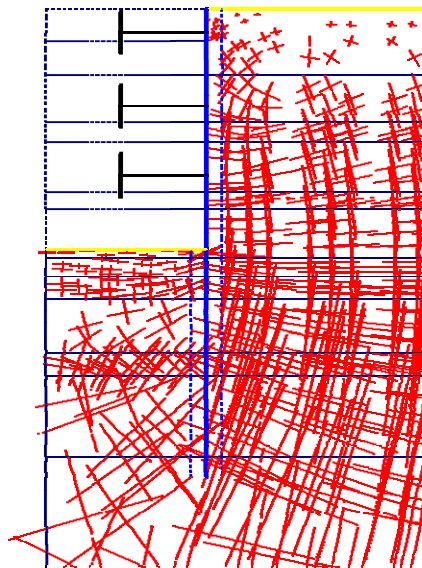


Figura 3.36 – Orientação das tensões totais na última fase construtiva da Escavação 1 para o cálculo FT.

3.3.4. UTILIZAÇÃO DE JET-GROUTING – CÁLCULOS AJ A FJ

3.3.4.1. Introdução

No capítulo 4 aborda-se a melhor localização para a “laje” de *jet-grouting* no que concerne aos deslocamentos horizontais da parede moldada. Utilizando essa melhor localização da “laje” de *jet-grouting* compara-se, de seguida, as consequências benéficas desta introdução com a solução que utiliza escora-tirante no primeiro nível do escoramento e escoras convencionais nos restantes. O melhor posicionamento da “laje” de *jet-grouting* é imediatamente abaixo do fundo de escavação, ou seja entre os 18 e os 20 m de profundidade.

3.3.4.2. Deslocamentos

Relativamente aos deslocamentos horizontais, a Figura 3.37 contém as várias curvas para as análises com e sem tratamento do solo.

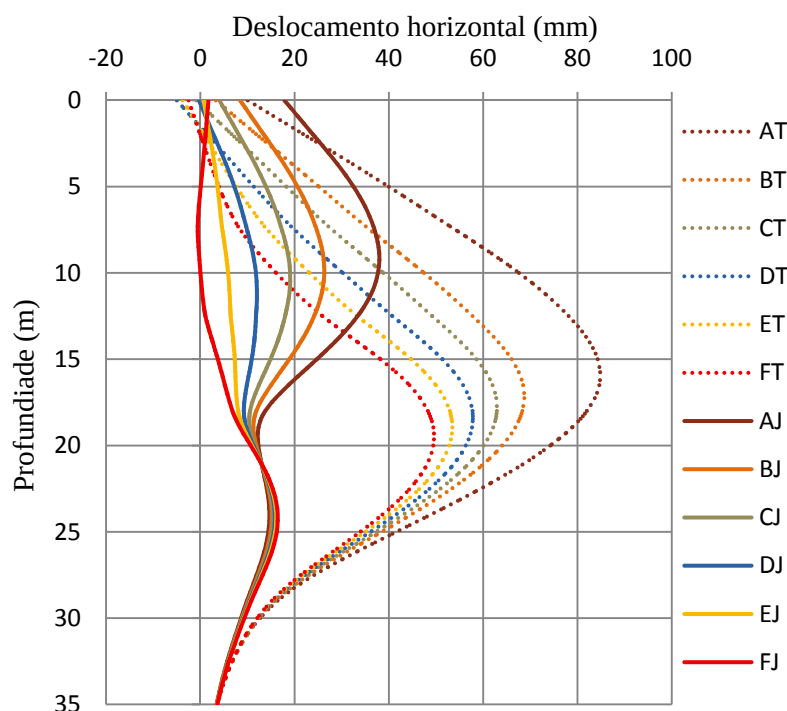


Figura 3.37 – Deslocamentos horizontais nas soluções com e sem *jet-grouting* na Escavação 1 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.

A introdução do tratamento do solo juntamente com pré-esforço no sistemas de escoramento revela-se muito proveitosa, pois reduz os deslocamentos horizontais acima e abaixo da base de escavação. É de realçar que a utilização da “laje” de *jet-grouting* sem pré-esforço nos sistemas de escoramento (cálculo AJ) é melhor que uma solução sem *jet-grouting* mas com bastante pré-esforço (cálculo FJ).

O Quadro 3.13 exprime a quociente entre o máximo deslocamento horizontal e a profundidade escavada (δ_{max}^h/h).

Quadro 3.13 - δ_{max}^h/h nas análises com e sem *jet-grouting* na Escavação 1 para os cálculos AJ a FJ e AT a FT.

	A	B	C	D	E	F
Escora/tirante (T)	0,47 %	0,38 %	0,35 %	0,32 %	0,30 %	0,28 %
Jet-grouting (J)	0,21 %	0,15 %	0,11 %	0,09 %	0,09 %	0,09 %

Apenas se compara os cálculos compreendidos entre A a F pois o aumento do pré-esforço para além do utilizado no cálculo F levaria a que a parede moldada entrasse no maciço suportado.

Relativamente à influência do módulo de deformabilidade do *jet-grouting* constata-se que a diminuição deste parâmetro provoca um aumento do deslocamento horizontal. Este aumento de deslocamento é notório na zona onde a “laje” de *jet-grouting* foi aplicada e consequentemente ao longo de toda a parede moldada, como mostra a Figura 3.38

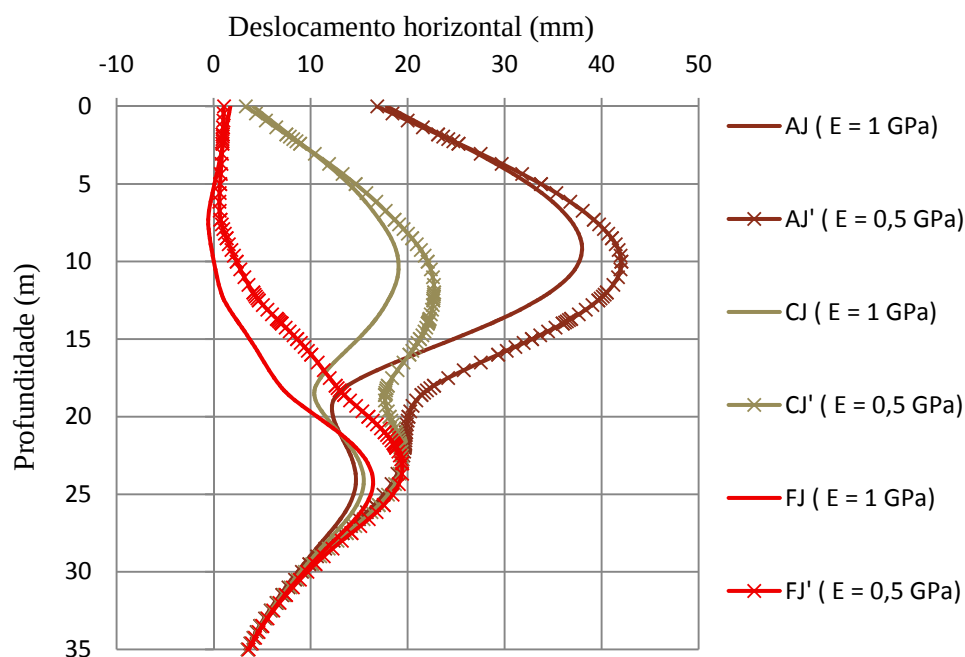


Figura 3.38 – Deslocamentos horizontais na Escavação 1 para os cálculos AJ, AJ', CJ, CJ', FJ e FJ'.

O aumento do deslocamento horizontal para os 19 m de profundidade é de, aproximadamente, 70 % para o cálculo AJ e de 67 % para o cálculo FJ. Acima da base de escavação o aumento do deslocamento horizontal devido ao decréscimo do módulo de deformabilidade é aproximadamente constante, podendo todavia observar-se que quanto maior o pré-esforço aplicado no escoramento menores são as diferenças obtidas, o que é razoável.

Como mostra a Figura 3.37 as melhorias identificadas nos deslocamentos horizontais da parede moldada, devido à introdução da “laje” de *jet-grouting*, traduzem-se em diminuições dos assentamentos da superfície. À semelhança dos deslocamentos horizontais máximos da parede

moldada, também nos assentamentos da superfície a solução AJ consegue obter melhores resultados que a solução FT. Ou seja, usar *jet-grouting* sem pré-esforço é melhor do que usar elevado pré-esforço sem *jet-grouting*.

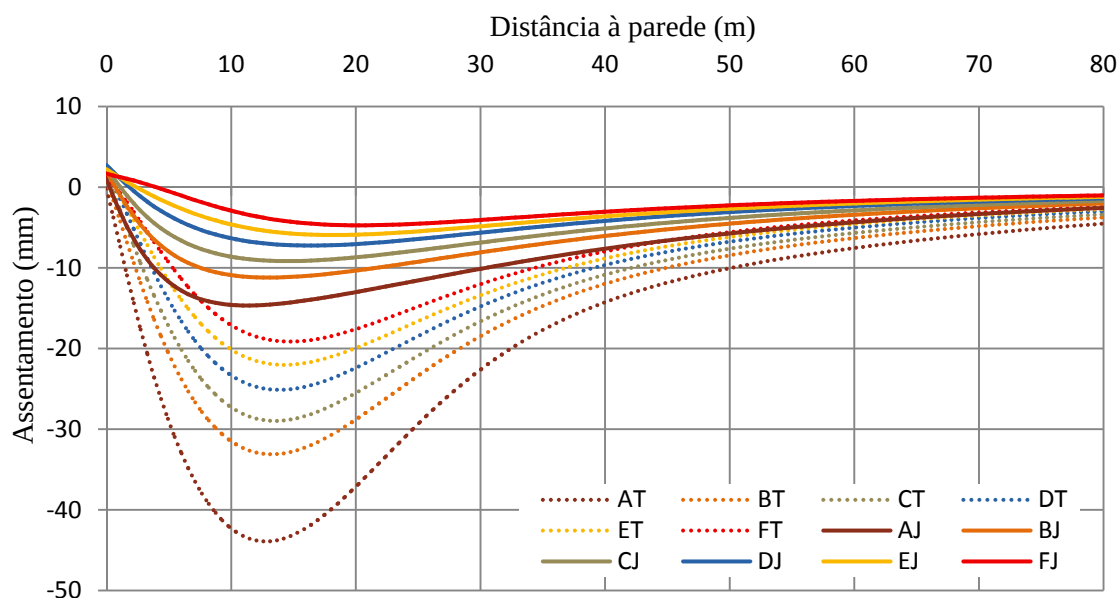


Figura 3.39 – Assentamentos da superfície na Escavação 1 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.

O Quadro 3.14 inclui o quociente entre o máximo assentamento de superfície e a profundidade escavada. As melhorias alcançadas são bastante significativas e aumentam com a combinação de tratamento do solo com o pré-esforço nos elementos do escoramento.

Quadro 3.14 - δ_{max}^v/h nas análises com e sem *jet-grouting* na Escavação 1 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.

	A	B	C	D	E	F
Escora-tirante (T)	-0,24 %	-0,18 %	-0,16 %	-0,14 %	-0,12 %	-0,11 %
Jet-grouting (J)	-0,08 %	-0,06 %	-0,05 %	-0,04 %	-0,03 %	-0,03 %

Como consequência do aumento dos deslocamentos horizontais da parede moldada, a diminuição do módulo de deformabilidade do *jet-grouting* aumenta, também, os assentamentos da superfície, como ilustra a Figura 3.40.

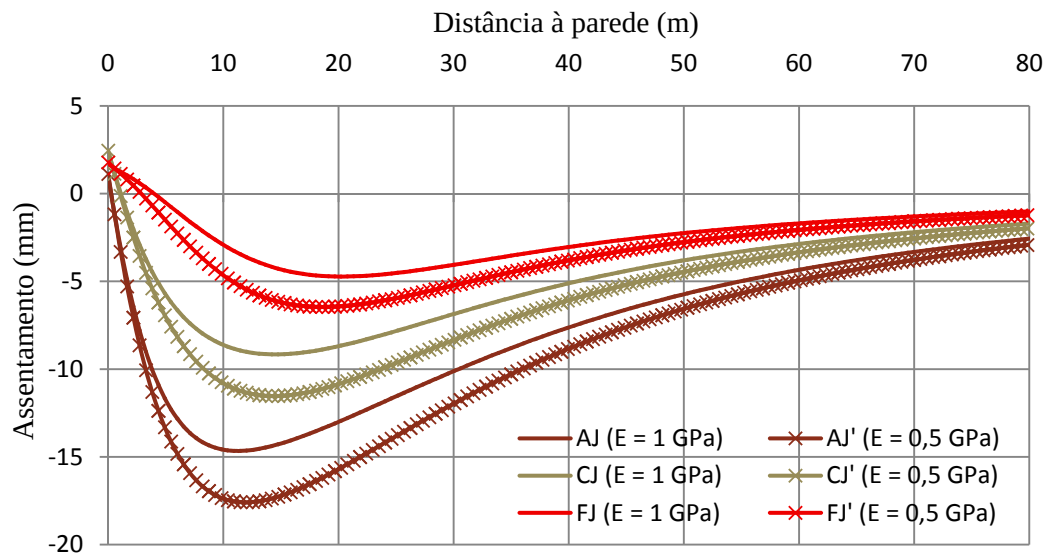


Figura 3.40 – Assentamentos da superfície na Escavação 1 para os cálculos AJ, AJ', CJ, CJ', FJ e FJ'.

No cálculo AJ a diminuição do módulo de deformabilidade do *jet-grouting* para metade, 500 MPa, provoca um aumento do assentamento máximo de 2,9 mm; no cálculo FJ o aumento é de 1,7 mm. Nota-se, então, que com o aumento do pré-esforço no escoramento as diferenças nos assentamentos são menores. Apesar deste aumento de 2 a 3 mm na curva de assentamentos da superfície, devido à redução do módulo de deformabilidade do *jet-grouting*, a curva tem o mesmo andamento.

Em relação ao empolamento do fundo da escavação, não se registam variações significativas entre as análises que utilizam escoras, viga de suporte à laje de cobertura e elemento escora-tirante no primeiro nível, como mostra a Figura 3.41. As análises que contemplam melhoramento do solo no fundo de escavação têm empolamentos bastante menores.

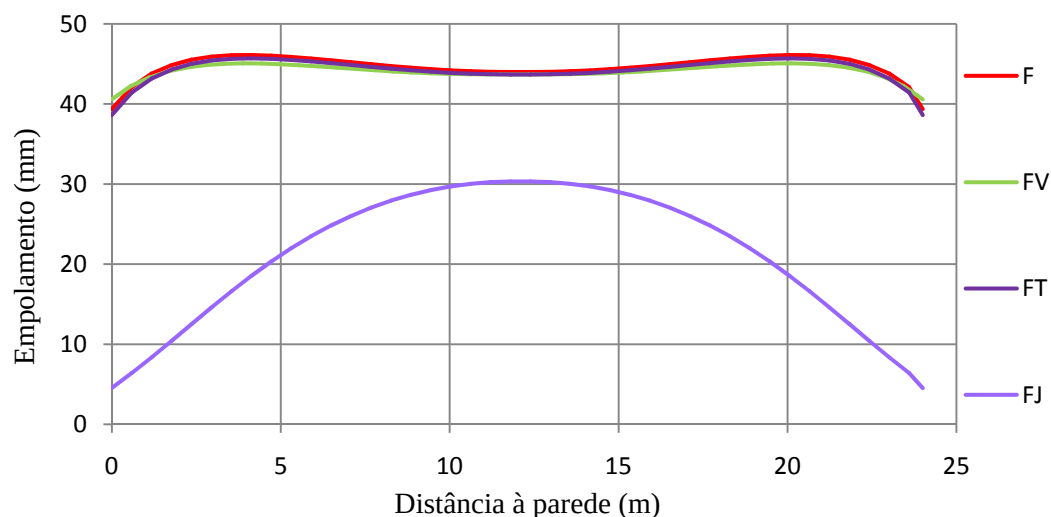


Figura 3.41 – Empolamento do fundo na Escavação 1 para os cálculos F, FV, FT e FJ.

De realçar que junto à parede moldada o empolamento do cálculo FJ é quase nulo. Este facto pode-se explicar com um dos pressupostos assumidos na modelação, admitiu-se também para o *jet-grouting* um R_{int} de 2/3.

Com o aumento da distância à parede o empolamento vai aumentando de forma progressiva.

3.3.4.3. Esforços estruturais

As forças nos diversos elementos do escoramento para os cálculos AJ, CJ, DJ e FJ estão representados na Figura 3.42. O Quadro 3.15 contém uma comparação de forças no escoramento entre os cálculos com e sem *jet-grouting*.

Relativamente aos cálculos que não têm a “laje” de *jet-grouting*, constata-se uma diminuição do valor absoluto da força nos 2º e 3º níveis de escoras em todas as fases construtivas. A presença do solo melhorado constitui mais um apoio e deste modo ocorre uma maior redistribuição das pressões para essa zona, aliviando o esforço axial nos últimos níveis de escoras. Consequentemente, e devido ao primeiro nível estar mais afastado o seu esforço axial aumenta.

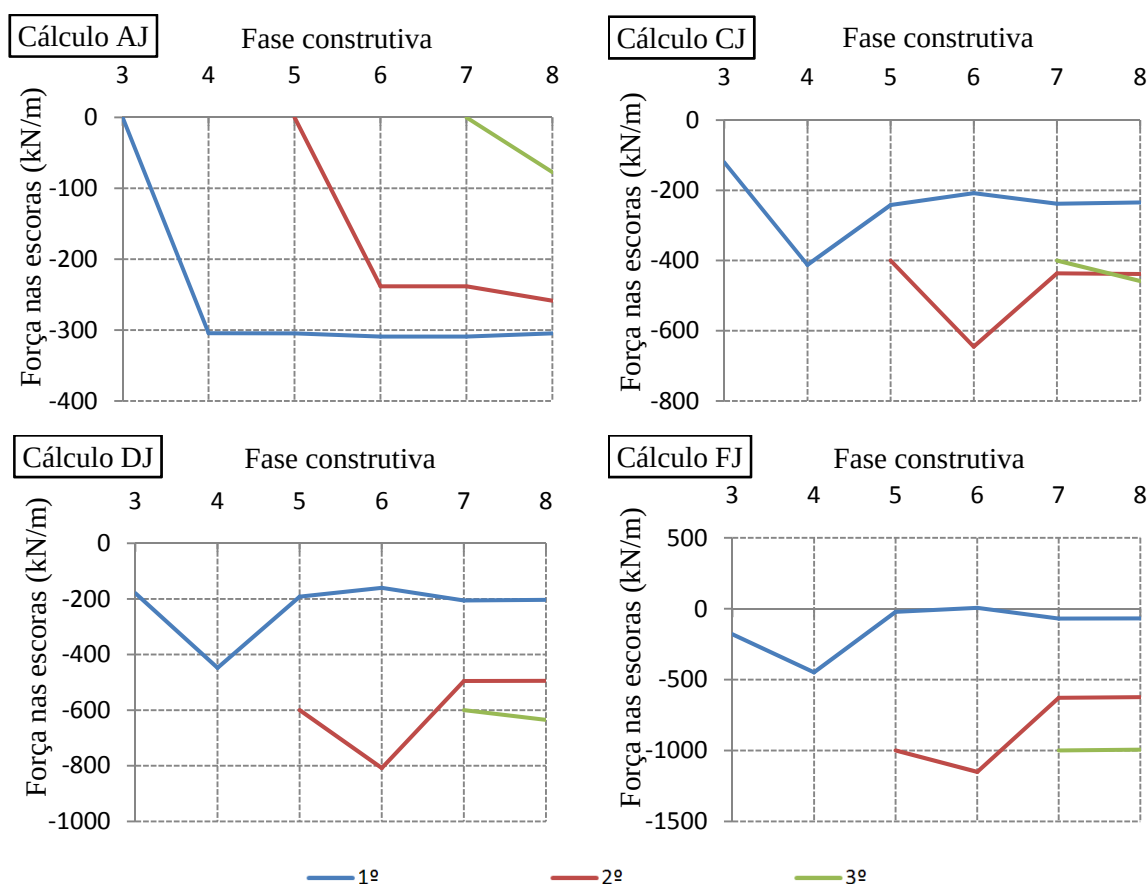


Figura 3.42 – Variação da força no sistema de escoramento nas diversas fases construtivas na Escavação 1 para os cálculos AJ, CJ, DJ e FJ.

É de notar que a percentagem apresentada no Quadro 3.15 corresponde à diferença dos cálculos sem “laje” de *jet-grouting* (AT, CT, DT e FT) para os cálculos com “laje” de *jet-grouting* (AJ, CJ, DJ e FJ).

Quadro 3.15 – Variação da força nos diversos níveis do escoramento para os cálculos AT-AJ, CT-CJ, DT-DJ e FT-FJ na Escavação 1.

		De AT para AJ			De CT para CJ		
		1º Nível	2º Nível	3º Nível	1º Nível	2º Nível	3º Nível
Fase construtiva	3	0.00 %	-	-	0.00 %	-	-
	4	-13.02 %	-	-	-10.70 %	-	-
	5	-13.00 %	0.00 %	-	-16.56 %	0.00 %	-
	6	0.26 %	-55.16 %	-	22.99 %	-34.16 %	-
	7	0.26 %	-55.16 %	0.00 %	12.94 %	-40.20 %	0.00 %
	8	20.20 %	-57.75 %	-86.34 %	31.32 %	-37.06 %	-51.76 %
		De DT para DJ			De FT para FJ		
		1º Nível	2º Nível	3º Nível	1º Nível	2º Nível	3º Nível
Fase construtiva	3	0.00 %	-	-	0.00 %	-	-
	4	-9.86 %	-	-	-9.86 %	-	-
	5	-19.62 %	0.00 %	-	-67.73 %	0.00 %	-
	6	28.46 %	-28.25 %	-	-82.74 %	-20.12 %	-
	7	9.63 %	-34.14 %	0.00 %	0.38 %	-22.99 %	0.00 %
	8	27.03 %	-31.21 %	-41.65 %	41.75 %	-20.38 %	-28.04 %

É de realçar que com o aumento do pré-esforço nos elementos do escoramento a redução da força mobilizada nos 2º e 3º níveis de escoras tende a ser menor. Ou seja o pré-esforço inicial influencia de modo permanente as forças que vão ser mobilizadas nos elementos do escoramento.

Conclui-se, que, de uma forma geral, a presença da “laje” de *jet-grouting*, para além de reduzir os deslocamentos horizontais da parede e os assentamentos da superfície suportada também reduz as forças mobilizadas nos 2º e 3º níveis de escoras.

A redução das forças nos níveis inferiores do escoramento é conseguida através da mobilização de tensões de compressão no *jet-grouting*.

É de notar que com o aumento do pré-esforço as tensões no *jet-grouting* tendem naturalmente a diminuir porque o pré-esforço mobiliza a parede contra o terreno suportado e desta forma também afasta a mesma da “laje” de *jet-grouting*.

Na Figura 3.43 apresenta-se as tensões horizontais exercidas no *jet-grouting* pela parede moldada. Estas tensões têm uma envolvente que diminui com o aumento da profundidade, devido à variação do deslocamento horizontal da parede ao longo da área de contacto com a “laje”, deslocamentos esses que são máximos no topo da “laje” e mínimos na base. Este facto explica até que na base da “laje” cheguem a mobilizar-se tensões de tracção.

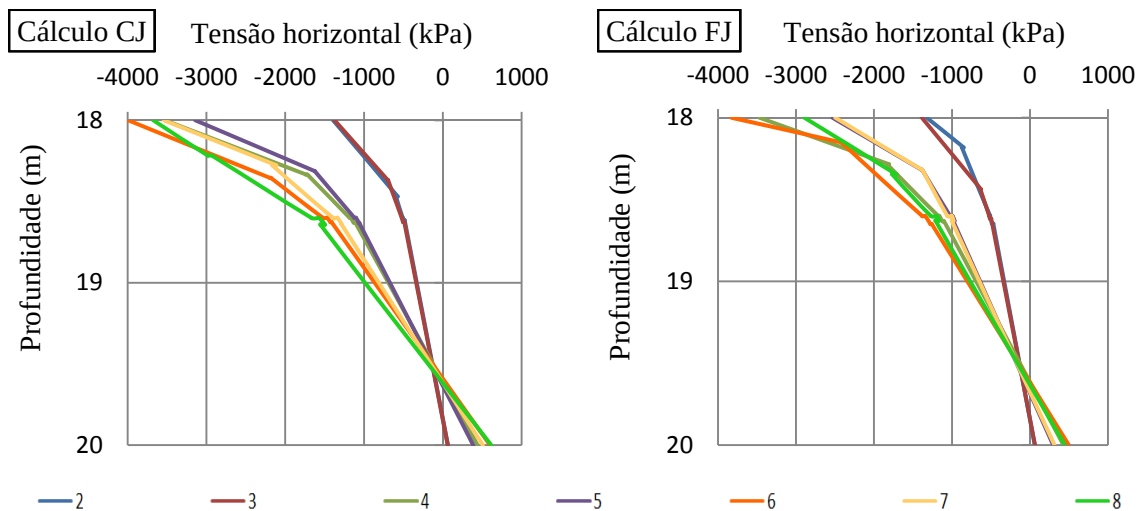


Figura 3.43 – Tensões horizontais na “laje” de *jet-grouting* para as diversas fases construtivas na Escavação 1 para os cálculos CJ e FJ.

Note-se ainda na Figura 3.43 da fase 6 para a fase 7 há um alívio das tensões na “laje” de *jet-grouting*, nos dois casos apresentados, devido à introdução do pré-esforço no 3º nível de escoras. A última fase de escavação (fase 8) confere um novo aumento das tensões horizontais devido à deslocação da parede moldada para o interior da escavação fruto da retirada de solo. No cálculo CJ a fase 8 é a mais gravosa para as compressões no *jet-grouting*, enquanto para o cálculo FJ a fase construtiva mais gravosa é a 6. As fases construtivas 2 e 3 provocam praticamente as mesmas tensões horizontais na “laje” de *jet-grouting* devido a serem executadas relativamente longe da mesma.

É de notar que unicamente surgem pequenas plastificações no *jet-grouting* na zona superior do contacto entre a parede e a “laje”. A maiores profundidades ou em zonas mais afastadas da parede o *jet-grouting* não apresenta tensões suficientes que provoquem a sua plastificação. O critério de rotura do *jet-grouting* assume que a tensão principal máxima subtraída da tensão principal mínima vale 3,5 MPa, a tensão principal mínima deve-se, também, ao peso de terra sobre a “laje” de *jet-grouting*, esta influência é máxima para a fase 1 e mínima para a 8.

Analizou-se as alterações de esforços que surgiam na parede moldada devido à introdução do tratamento do solo, comparativamente com as análises que não o utilizam. A Figura 3.44 destaca as diferenças encontradas para, a fase 8, o fim da escavação.

A nível de momentos flectores as principais mudanças, para a fase 8, são:

- o diagrama é desviado mais para os momentos flectores positivos até à profundidade dos 12,5 m devido à força no primeiro alinhamento estar um pouco aumentada;
- como se viu anteriormente, devido às forças nos 2º e 3º alinhamentos serem menores o diagrama a partir dos 12,5 m de profundidade passa para esforços de flexão negativos e após se ultrapassar a “laje” de *jet-grouting* os momentos flectores voltam a crescer;
- junto à “laje” de *jet-grouting*, leia-se entre os 18 m e 20 m de profundidade, ocorre o máximo momento negativo ao contrário da solução sem *jet-grouting* em que este só acontecia a cerca dos 27,5 m de profundidade, devido à presença do substrato miocénico. É de realçar, que com a introdução da “laje” de *jet-grouting* os valores dos momentos flectores positivos máximos diminuem.

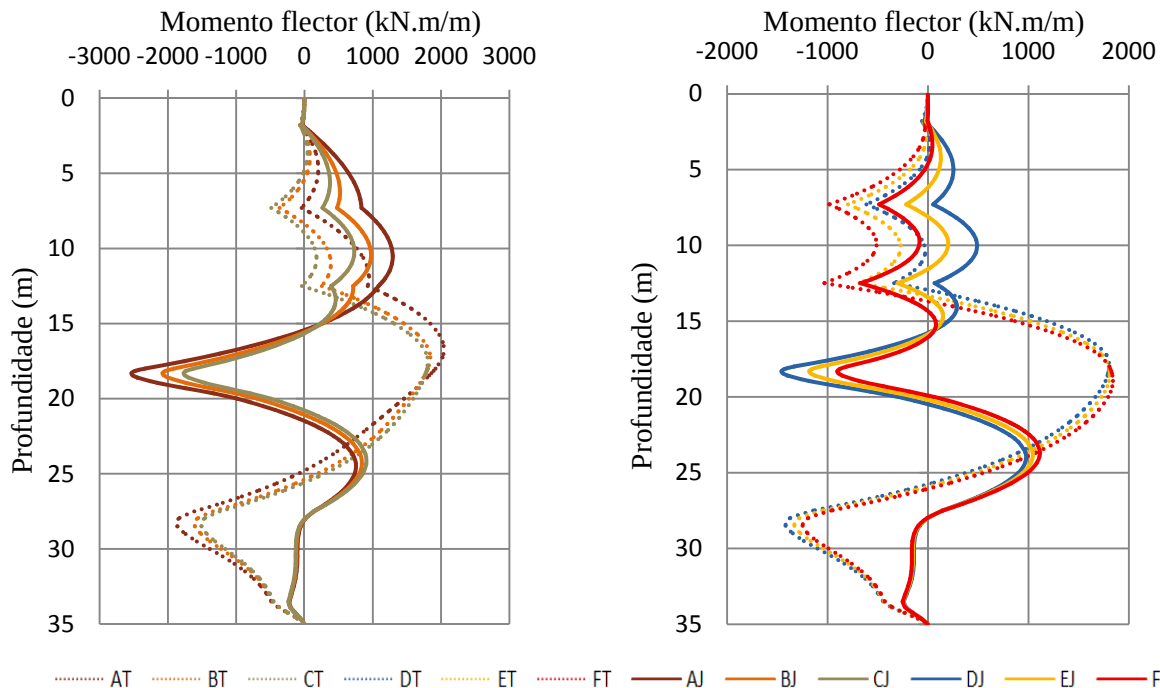


Figura 3.44 – Diagrama de momentos flectores para a fase 8 na Escavação 1 para os cálculos de AT a FT e AJ a FJ.

Como mostra a Figura 3.45, a nível de esforços transversos as principais mudanças, para a fase 8, são:

- no alinhamento do 1º nível da escora-tirante, devido ao facto de a força, com a introdução do *jet-grouting*, ser maior, a quebra de esforço transverso negativo para positivo é também mais pronunciada;
- no 2º nível de escoras a força mobilizada é menor e consequentemente a quebra é um pouco mais reduzida; o mesmo acontece, ainda que de modo mais pronunciado, no 3º nível de escoras;
- deste modo, o diagrama apresenta esforço transverso negativo antes da “laje” de *jet-grouting*;
- devido ao apoio fornecido pela “laje” de *jet-grouting* o diagrama passa novamente para positivo, sendo interessante verificar a forma curva que o mesmo toma na zona inferior do *jet-grouting*, fruto da absorção contínua que a “laje” confere à parede moldada.

Relativamente à envolvente de momentos flectores, é de registar a inexistência de quaisquer momentos positivos junto à “laje” de *jet-grouting*, ao contrário do que acontecia na solução que não englobava *jet-grouting*. A Figura 3.46 apresenta as respectivas envolventes dos cálculos com e sem *jet-grouting*.

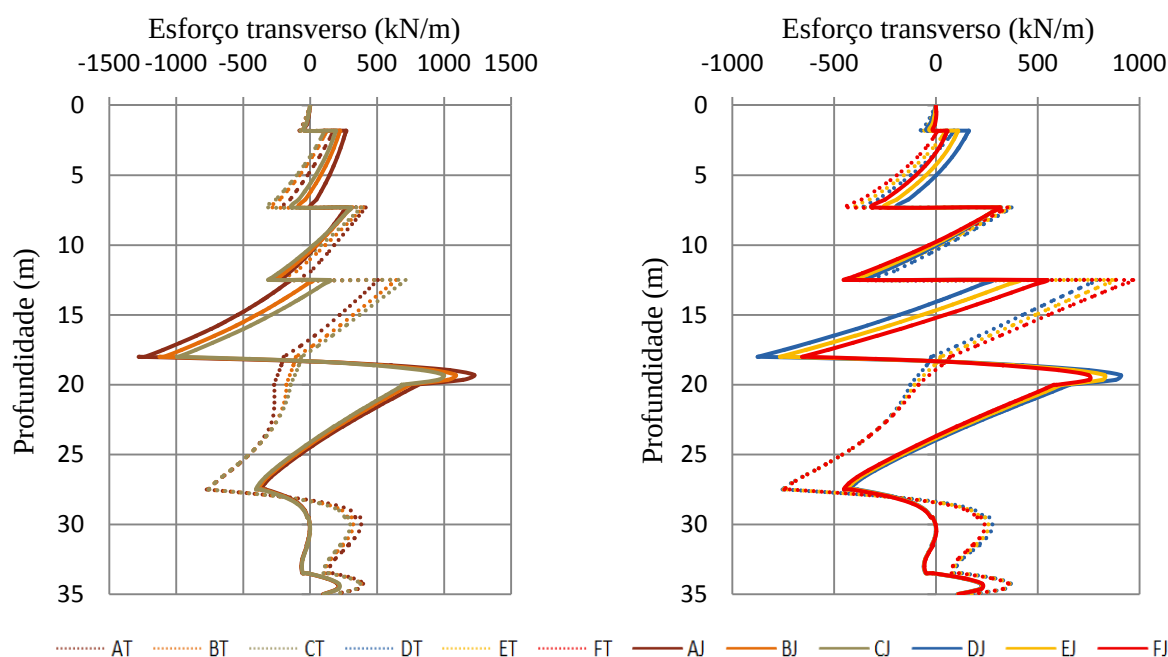


Figura 3.45 – Diagrama de esforços transversos para a fase 8 na Escavação 1 para os cálculos de AT a FT e AJ a FJ.

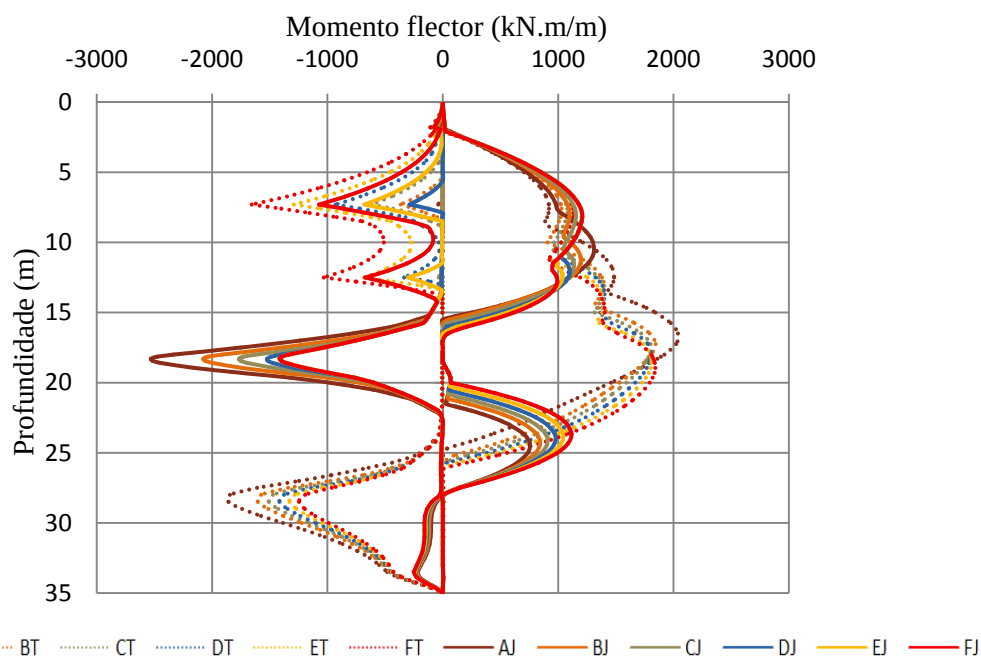


Figura 3.46 – Envolvente de momentos flectores na parede moldada na Escavação 1 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.

As mudanças de esforços na parede moldada, com a introdução do tratamento são substanciais. Desta forma a aplicação destas metodologias terá de ser devidamente precavida de modo a que a parede moldada tenha um bom comportamento estrutural.

3.3.4.4. Pressões de terras

As pressões de terras, como seria de esperar, aumentam consideravelmente na zona do *jet-grouting*, devido ao efeito de arco proporcionado pela existência deste apoio.

A Figura 3.47 evidencia as pressões de terras sobre a parede moldada nos cálculos A, D e F com e sem *jet-grouting* para a última fase construtiva. O aumento das pressões na zona da “laje” de *jet-grouting* é tanto maior quando menor for o pré-esforço usado nos elementos de escoramento. Ou seja, se o pré-esforço é menor a parede é menos mobilizada contra o terreno suportado na parte superior e, conseqüentemente, a pressão que o solo passa a exercer sobre a “laje” de *jet-grouting* aumenta. No cálculo FJ a pressão até cerca dos 20 m de profundidade anda praticamente coincidente com a pressão em repouso.

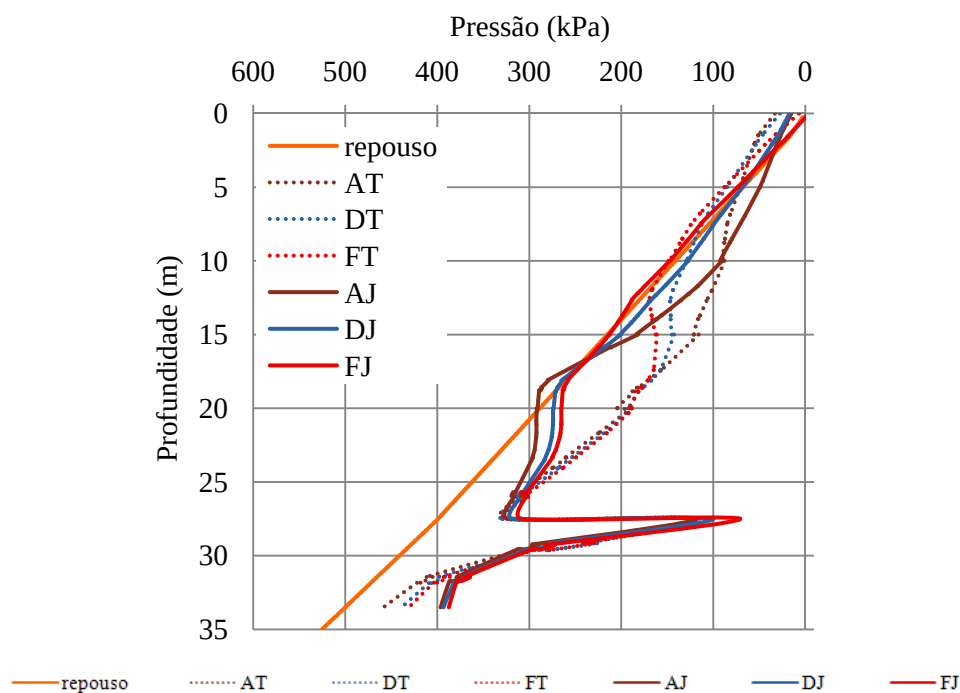


Figura 3.47 – Pressões de terras sobre a parede moldada nos cálculos A, D e F com e sem *jet-grouting* na Escavação 1 para a última fase construtiva.

3.3.4.5. Variação da espessura da “laje” de *jet-grouting*

A espessura de *jet-grouting* aplicada numa escavação terá de ser devidamente ponderada de forma a não permitir que ocorram plastificações no mesmo.

Foram avaliadas quatro situações, tentando-se compreender a influência daquela espessura. Analisa-se de seguida soluções com 3, 2, 1,5 e 1 m de espessura para a “laje” do *jet-grouting*. Por simplificação o limite superior da “laje” está sempre localizado a 18 m de profundidade.

Vão ser analisadas duas situações de pré-esforço correspondentes ao cálculo D e F.

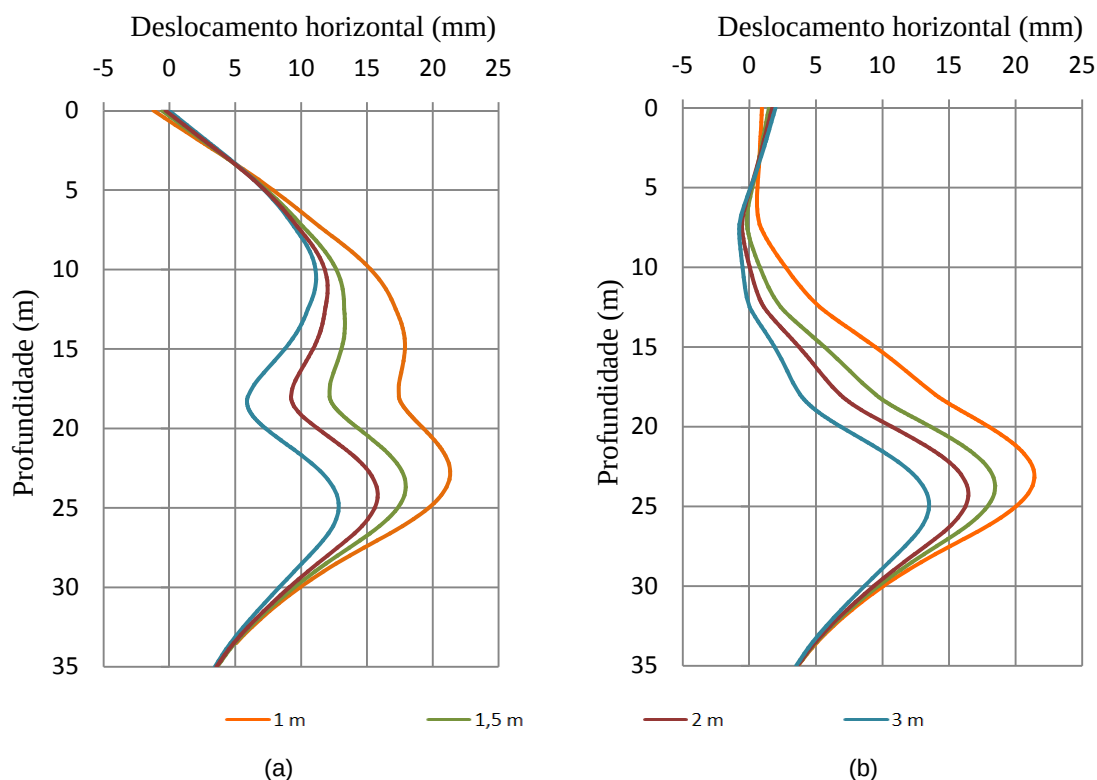


Figura 3.48 – Implicações nos deslocamentos horizontais da diminuição da espessura da “laje” de *jet-grouting* com o pré-esforço do cálculo D (a) e do cálculo F (b) na Escavação 1.

A solução de 1 m de espessura comparativamente com a solução de 2 m corresponde a um aumento do deslocamento horizontal de 1,35 vezes para o cálculo DJ e 1,30 vezes para o cálculo FJ, como mostra o Quadro 3.16.

Quadro 3.16 – Relação de deslocamentos horizontais devido à mudança da espessura da “laje” de *jet-grouting* na Escavação 1 para os cálculos DJ e FJ.

	$\frac{\delta_{m\acute{a}x}^h (esp=1m)}{\delta_{m\acute{a}x}^h (esp=2m)}$	$\frac{\delta_{m\acute{a}x}^h (esp=1,5m)}{\delta_{m\acute{a}x}^h (esp=2m)}$	$\frac{\delta_{m\acute{a}x}^h (esp=3m)}{\delta_{m\acute{a}x}^h (esp=2m)}$
Cálculo DJ	1,35	1,14	0,81
Cálculo FJ	1,30	1,13	0,82

O aumento de deslocamento horizontal da parede registado utilizando tratamentos do solo de 1,0 m e 1,5 m de espessura é conseguido, em parte, à custa do aumento do deslocamento da parede sobre a zona tratada. É de realçar, que a razão dos deslocamentos horizontais com diversas espessuras de tratamento do solo sobre o deslocamento considerando uma espessura de 2 m para diferentes forças de pré-esforço é praticamente constante, ou seja, o pré-esforço não tem muita influência naquela razão.

Num projecto terá de se realizar um estudo rigoroso, também económico, tendo como objectivo determinar qual a espessura mais interessante para a escavação em análise.

Aspecto interessante nesta análise é o conhecimento do estado de tensão, ao longo da largura de escavação, na “laje” de *jet-grouting*. É legítimo levantarem-se diversas dúvidas em relação ao comportamento da “laje” de 1 e 1,5 m de espessura, nomeadamente se esta não apresentará tracções a meio da largura de escavação, estas tracções seriam causadas pela acção da parede sobre a “laje” e proporcionadas pela retirada de todo o solo existente acima da “laje”. É de notar que o modelo constitutivo introduzido no PLAXIS® para o *jet-grouting* tanto permite compressões na “laje” como tracções de igual valor, como se sabe a capacidade de o *jet-grouting* resistir à tracção é limitada. Desta forma, esta modelação só pode ser efectuada se não existirem tracções ou se estas forem baixas. A Figura 3.49 mostra as tensões horizontais no *jet-grouting* para diferentes distâncias em relação à parede moldada, para o cálculo CJ e espessura de *jet-grouting* de 1 m.

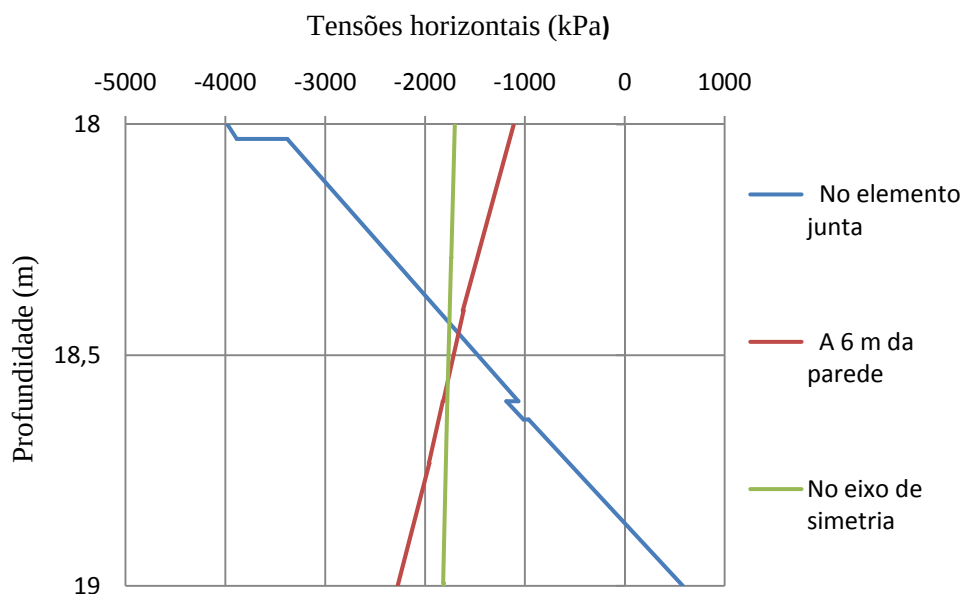


Figura 3.49 – Tensões horizontais no *jet-grouting* a diferentes distâncias da parede na Escavação 1 para o cálculo CJ.

Constata-se que ocorre uma ligeira plastificação no corte efectuado nos elementos juntas, porém não é significativa. A grande evidencia que se retira é que à excepção dos pontos de contacto da “laje” com a parede moldada toda a restante “laje” está comprimida. Este facto permite concluir que a modelação efectuada não é desmentida pelo real funcionamento do *jet-grouting*. É de notar que o integral das respectivas tensões no *jet-grouting* é praticamente constante ao longo da largura de escavação. Esta conclusão entende-se, mais facilmente, através da visualização dos deslocamentos da “laje” constantes na Figura 3.50.

Entende-se, deste modo, que a “laje” sofre uma rotação no entanto a partir de uma distância de 9 m em relação à parede está praticamente horizontal e toda comprimida. Deste modo não são de esperar problemas no funcionamento estrutural, nomeadamente o aparecimento de fissuras.

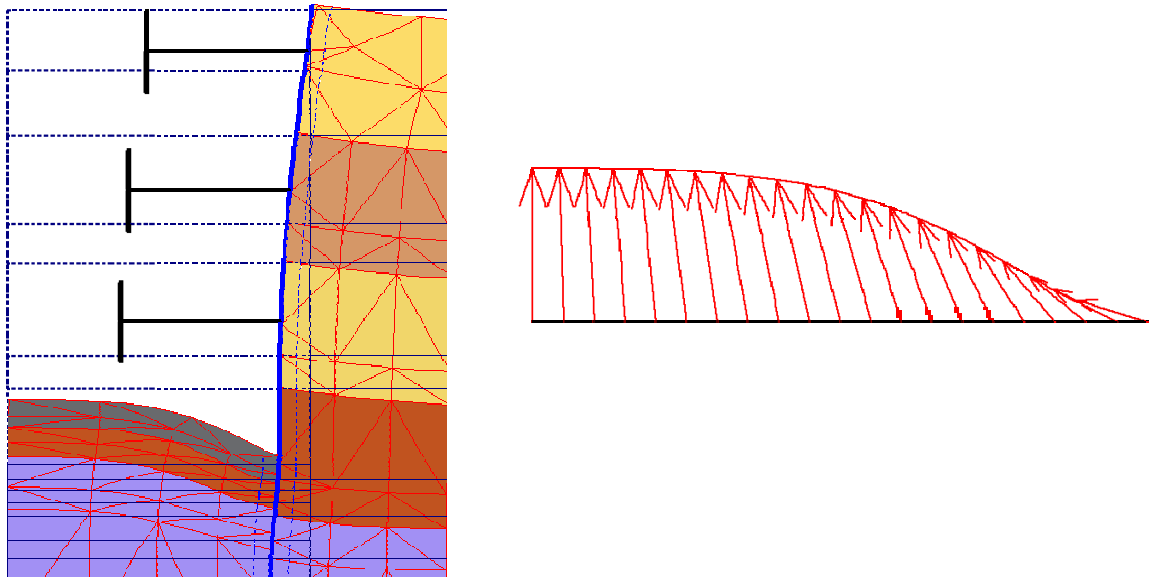


Figura 3.50 – Deslocamentos da “laje” de *jet-grouting* na última fase construtiva na Escavação 1 para o cálculo CJ.

3.3.4.6. Escavação com quatro níveis de escoras

Tento em conta os efeitos claramente benéficos da inserção de uma “laje” de *jet-grouting* no comportamento da parede moldada, pensou-se em comparar as análises que compreendem a “laje” com a possibilidade de acrescentar à escavação sem *jet-grouting*, que tem sido estudada, mais um nível de escoras junto à base de escavação e devidamente pré-esforçado.

As diferenças a nível das características desta nova escavação, com quatro níveis de escoras, prendem-se com a presença desta escora extra e do faseamento construtivo que é alterado.

O faseamento construtivo da escavação que tem sido objecto de estudo só é alterado a partir da fase 8, assim sendo, tem-se as seguintes fases adicionais:

- Fase 8 – escavação até aos 16,7 m de profundidade;
- Fase 9 – Instalação de um novo elemento escora/tirante com eixo a 15,5 m de profundidade e aplicação do respectivo pré-esforço, caso a análise o contenha;
- Fase 10 – Escavação até aos 18 m de profundidade.

Esta nova escavação vai ser tratada pelas siglas AT4 a FT4. A primeira letra da sigla significa o pré-esforço adoptado, a segunda traduz a presença do elemento escora-tirante no primeiro nível e o 4 ilustra os diversos níveis de escoras. É de notar que a rigidez axial do 4º nível escoras é igual à adoptada para o 3º nível.

Na Figura 3.51 pode observar-se a comparação desta escavação, com quatro níveis de elementos de escoramento, com a escavação, em tudo semelhante, mas que contém apenas três níveis, no que concerne aos deslocamentos horizontais. Ocorre uma redução entre os 10 e os 25 m de profundidade devido à inserção do elemento extra, pois desta forma a parede fica com mais um apoio e o controlo dos seus movimentos é realizado de forma mais eficaz. A redução é tanto maior quanto mais pré-

esforço se aplicar nos diversos elementos, pois, desta forma, a força aplicado pelo escoramento sobre a parede moldada aumenta. A diminuição do deslocamento horizontal máximo do cálculo AT para AT4 é de 3 % e do cálculo FT para FT4 é de 20 %.

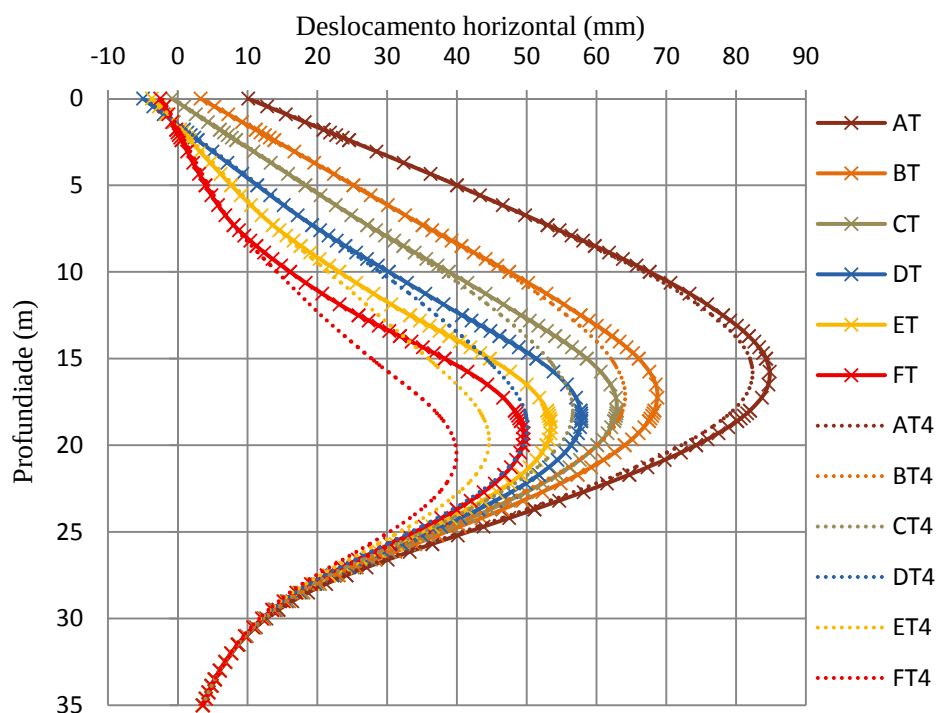


Figura 3.51 – Comparação dos deslocamentos horizontais dos cálculos AT a FT com AT4 a FT4 na Escavação 1.

Apesar do efeito benéfico, para os deslocamentos horizontais, da introdução de mais um nível de escoras, a solução de três níveis mais a “laje” de *jet-grouting* revela-se mais eficaz. Ou seja, os deslocamentos alcançados com a introdução do elemento extra continuam a ser mais elevados do que as soluções que incorporam um tratamento do solo, como mostra a Figura 3.52, que contém uma comparação destas duas soluções.

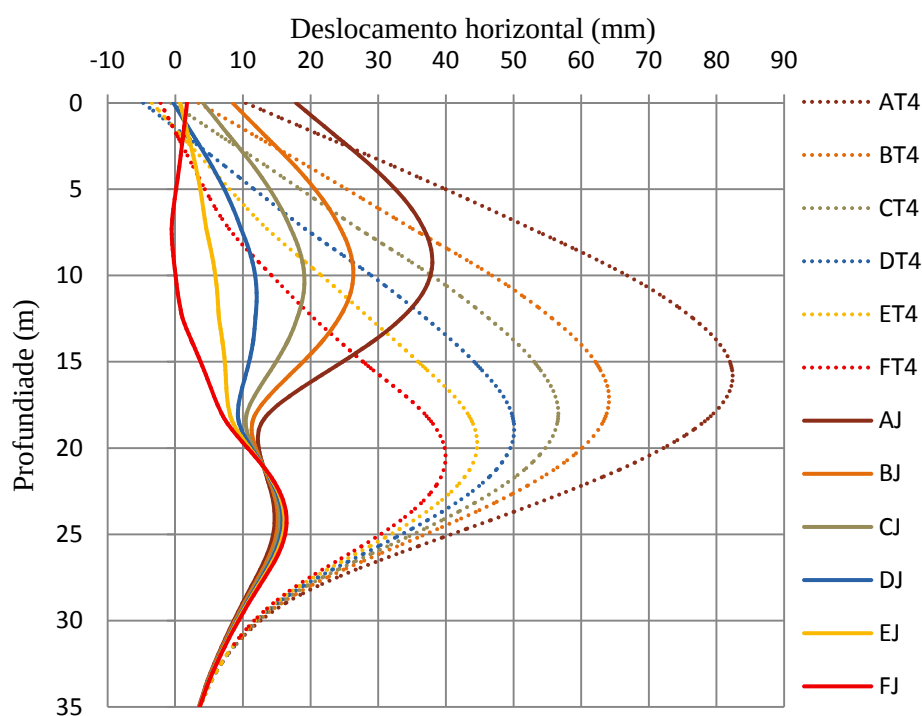


Figura 3.52 - Comparação dos deslocamentos horizontais dos cálculos AT4 a FT4 com AJ a FJ na Escavação 1.

3.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ESCAVAÇÃO 2

3.4.1. ESCORAMENTO CONVENCIONAL – CÁLCULOS A A I

3.4.1.1. Deslocamentos

Nesta escavação o máximo deslocamento horizontal encontra-se localizado acima da base de escavação. Desta forma, o pré-esforço tende a ser bem mais eficaz comparativamente com a escavação anterior. Observe-se na Figura 3.53 os deslocamentos horizontais da parede moldada nos cálculos de A a I.

A diminuição do deslocamento horizontal obtida no cálculo B, comparativamente com o A, é de 23 % ou seja passa de 94 mm para 71 mm. Esta diminuição obtida em cálculos sucessivos tende a ser minimizada à medida que se continua a aumentar sucessivamente o pré-esforço. A localização do máximo deslocamento horizontal vai baixando com o aumento do pré-esforço sobre a parede moldada.

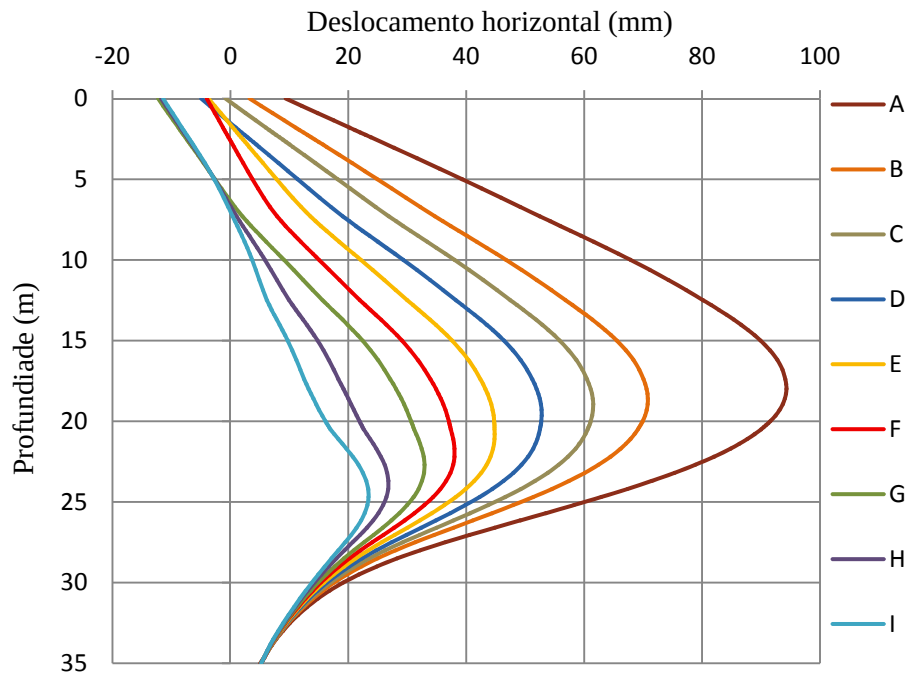


Figura 3.53 – Deslocamentos horizontais da parede na Escavação 2 para os cálculos A a I.

Pode-se constatar no Quadro 3.17 o aumento da profundidade onde ocorre o máximo deslocamento horizontal com o acréscimo de pré-esforço.

Quadro 3.17 – Localização e máximo deslocamento horizontal da parede na Escavação 2 para os cálculos A a I.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Profundidade (m)	18,00	18,60	18,95	19,65	20,80	21,70	22,70	23,70	24,70
Máximo Deslocamento (mm)	94,31	70,81	61,54	52,86	44,81	38,01	32,92	26,79	23,42

Em relação à influência do módulo de elasticidade do betão no comportamento da parede moldada, a Figura 3.54 expressa os deslocamentos horizontais máximos em análises com diferentes módulos de elasticidade. É de notar que os cálculos com apóstrofo têm um E de 0,5 GPa.

À semelhança da Escavação 1 o aumento de 67 % da rigidez à flexão da parede moldada provoca uma diminuição dos deslocamentos horizontais máximos da parede em, cerca, de 10 %, independentemente do pré-esforço utilizado.

Uma comparação entre toda a curva do deslocamento horizontal da parede moldada encontra-se na Figura 3.55, para os cálculos A a F. Pode-se comprovar que esta influência é mais notória entre o cálculo A' e A, devido à inexistência de pré-esforço. Com o aumento sucessivo do pré-esforço as diferenças nos deslocamentos tendem a ser reduzidas devido à forte influência deste factor nos movimentos da parede moldada.

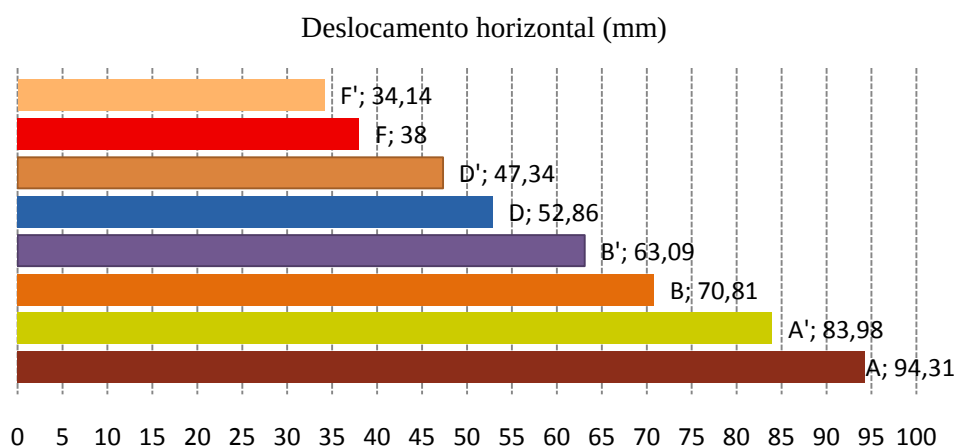


Figura 3.54 – Deslocamentos horizontais máximos da Escavação 2 para os cálculos A, A', B, B', D, D', F e F'.

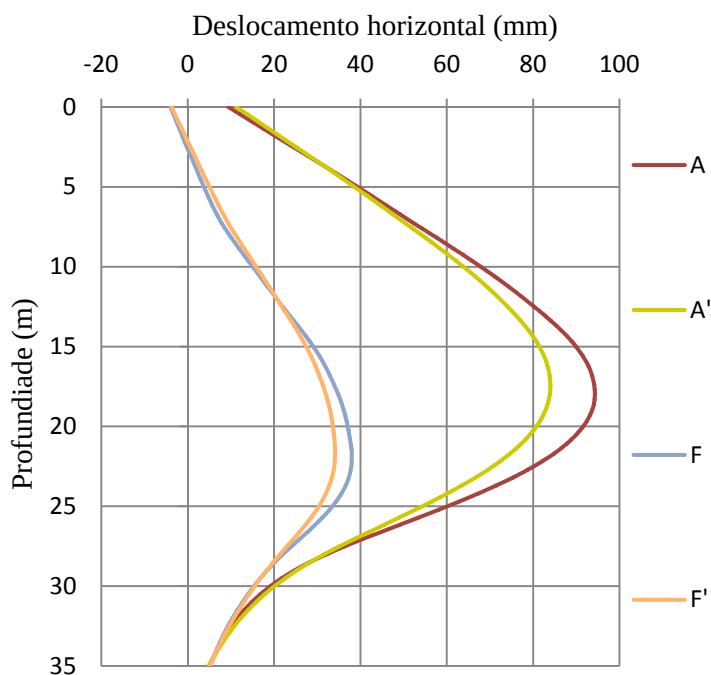


Figura 3.55 – Deslocamentos horizontais da parede na Escavação 2, para os cálculos A, A', F e F'.

Os assentamentos da superfície diminuem substancialmente com a aplicação do pré-esforço, como mostra a Figura 3.56. De forma análoga aos deslocamentos horizontais, também se verifica uma diminuição significativa aquando da introdução do primeiro pré-esforço, leia-se pré-esforço mais baixo, cálculo B. Com o contínuo aumento de pré-esforço os progressos na contenção dos assentamentos vão diminuindo.

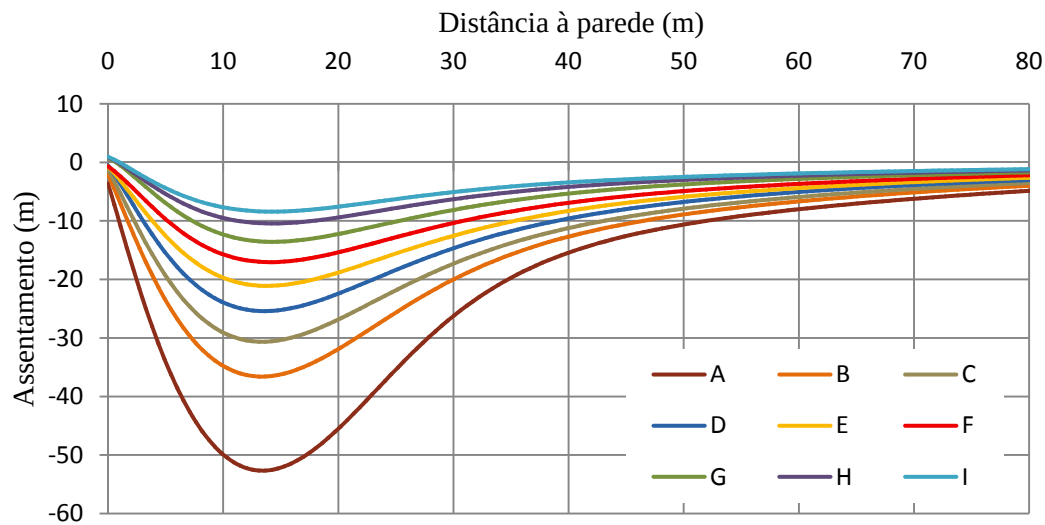


Figura 3.56 – Assentamentos da superfície na Escavação 2 para os cálculos de A a I.

Relativamente à distorção angular (α), verifica-se que esta é máxima para o cálculo A em que atinge 0,0068 (1/147). O cálculo I, fruto de apresentar menores assentamentos da superfície, apresenta também menores distorções angulares, da ordem dos 0,0012 (1/833). A Figura 3.57 ilustra as distorções angulares nos cálculos A, C, E, G e I.

Devido à maior inclinação da curva de assentamentos próximo da parede moldada as distorções nas diversas análises são máximas nessa zona e vão continuamente diminuindo até ao ponto com maior deslocamento vertical. Posteriormente voltam a subir até um ponto de inflexão, situado aproximado a 25 m da parede moldada, e de seguida descem até permanecerem praticamente constantes a partir os 50 m. As reduções de distorção angular obtidas com a introdução do pré-esforço são muito significativas.

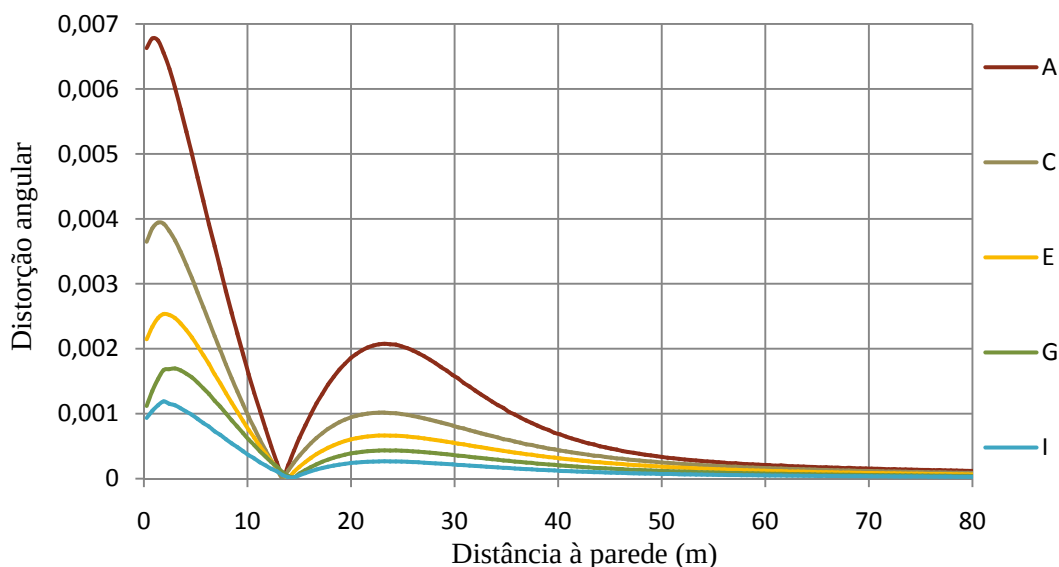


Figura 3.57 – Distorções angulares na Escavação 2 para os cálculos A, C, E, G e I.

Com o aumento do pré-esforço aplicado a distância à parede do ponto onde ocorre o máximo assentamento aumenta, nas análises de A a F. Nas restantes não se registam alterações. Na escavação anterior, com o aumento do pré-esforço o ponto com máximo assentamento ia-se sempre afastando da parede moldada devido à menor profundidade escavada. Em escavações mais profundas como o solo abrangido pelo pré-esforço é maior compreende-se a tendência evidenciada no Quadro 3.18.

Quadro 3.18 – Máximo assentamento de superfície e sua respectiva localização na Escavação 2 para os cálculos A a I.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
X (m)	13,67	13,12	13,12	13,67	13,67	14,21	14,21	14,21	14,21
$\delta_v^{m\acute{a}x}(mm)$	-52,65	-36,58	-30,64	-25,40	-21,08	-17,03	-13,56	-10,43	-8,41

Conclui-se então que a localização do máximo assentamento é próxima dos 14 m, ou seja, cerca de metade da profundidade escavada.

O módulo de elasticidade da parede moldada influencia de modo mais ou menos significativo, dependendo do pré-esforço usado, o valor dos assentamentos da superfície. A Figura 3.58 ilustra as diferenças, no que concerne a assentamentos máximos, da mudança do módulo de elasticidade em quatro cálculos. As diferenças do cálculo A para A' são de 6,3 mm e do cálculo F para F' de 1,3. A existência de pré-esforço significativo reduz a influência do módulo de elasticidade da cortina nos deslocamentos.

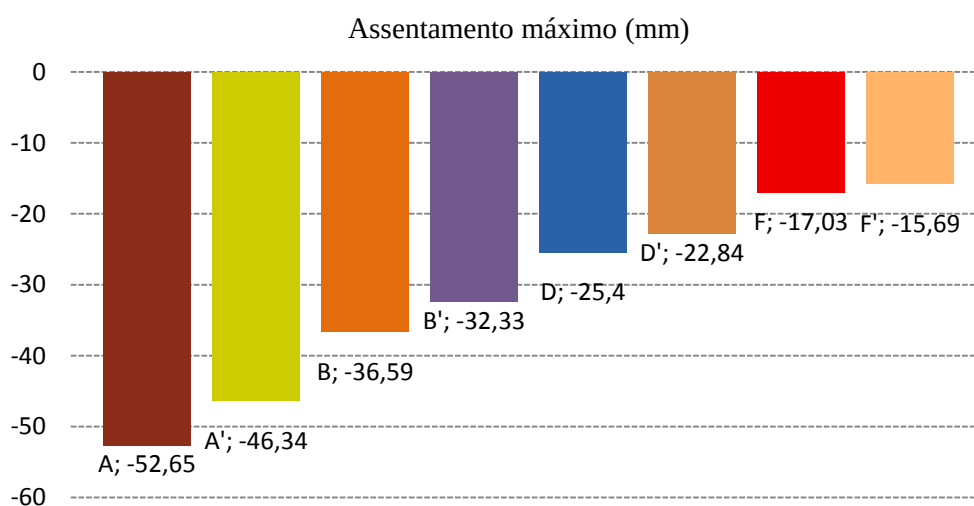


Figura 3.58 – Assentamentos máximos da superfície na Escavação 2 para os cálculos A, A', B, B', D, D', F e F'.

Um panorama global da influência do módulo de elasticidade nos assentamentos da superfície até uma distância de 80 m em relação à parede moldada pode ser observado na Figura 3.59.

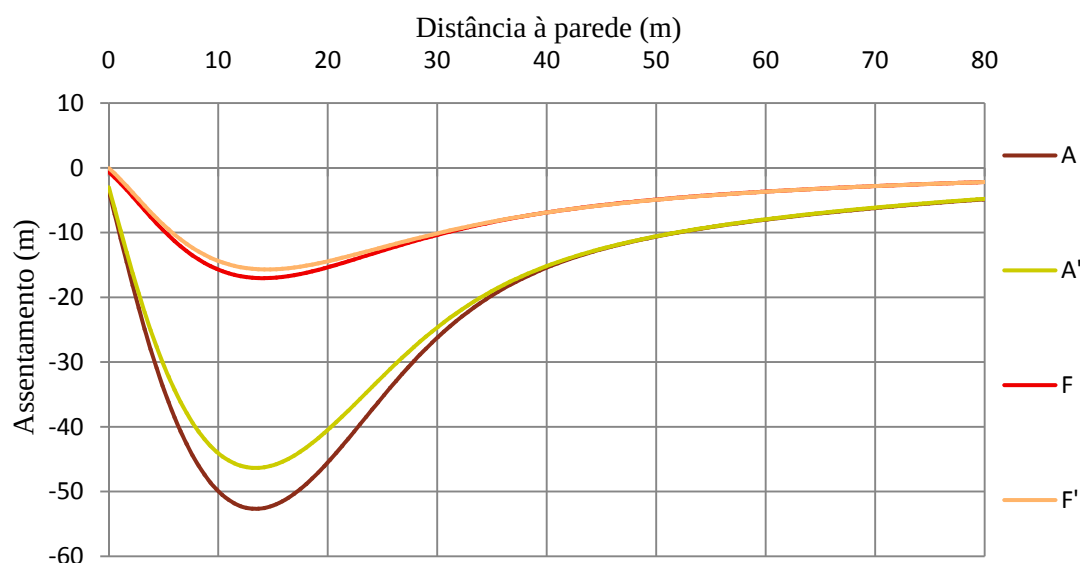


Figura 3.59 – Assentamentos da superfície na Escavação 2 para os cálculos A, A', F e F'.

Conclui-se que esta redução do módulo de elasticidade se reflecte em mudanças na curva dos assentamentos da superfície até, aproximadamente, 35 m da parede da parede, ou seja, até uma distância de 1,36 vezes a profundidade escavada.

3.4.1.2. Esforços estruturais

Foi objecto de análise a força mobilizada em cada escora nas diversas fases construtivas. A Figura 3.60 evidencia estas forças em 6 dos cálculos efectuados, respectivamente cálculos A, C, E, F, H e I.

A principal conclusão que se extrai desta análise prende-se com o facto de nas análises F a I o primeiro nível de escoras em algumas fases mobilizar forças de compressão nulas, ou seja, a escora fica solta. Isto ocorre devido à introdução da força do pré-esforço no 2º nível de escoras e consequente escavação. Ou seja a força introduzida no 1º nível e o ganho provocado pela fase de escavação, necessária à introdução do 2º nível de escoras, não são suficientes para conter o decréscimo de esforço axial que o 2º nível de escoras provoca no 1º. Note-se que este esforço nulo só acontece durante as fases construtivas 5 e 6, já que no final da escavação todos os níveis são solicitados com esforços axiais de compressão.

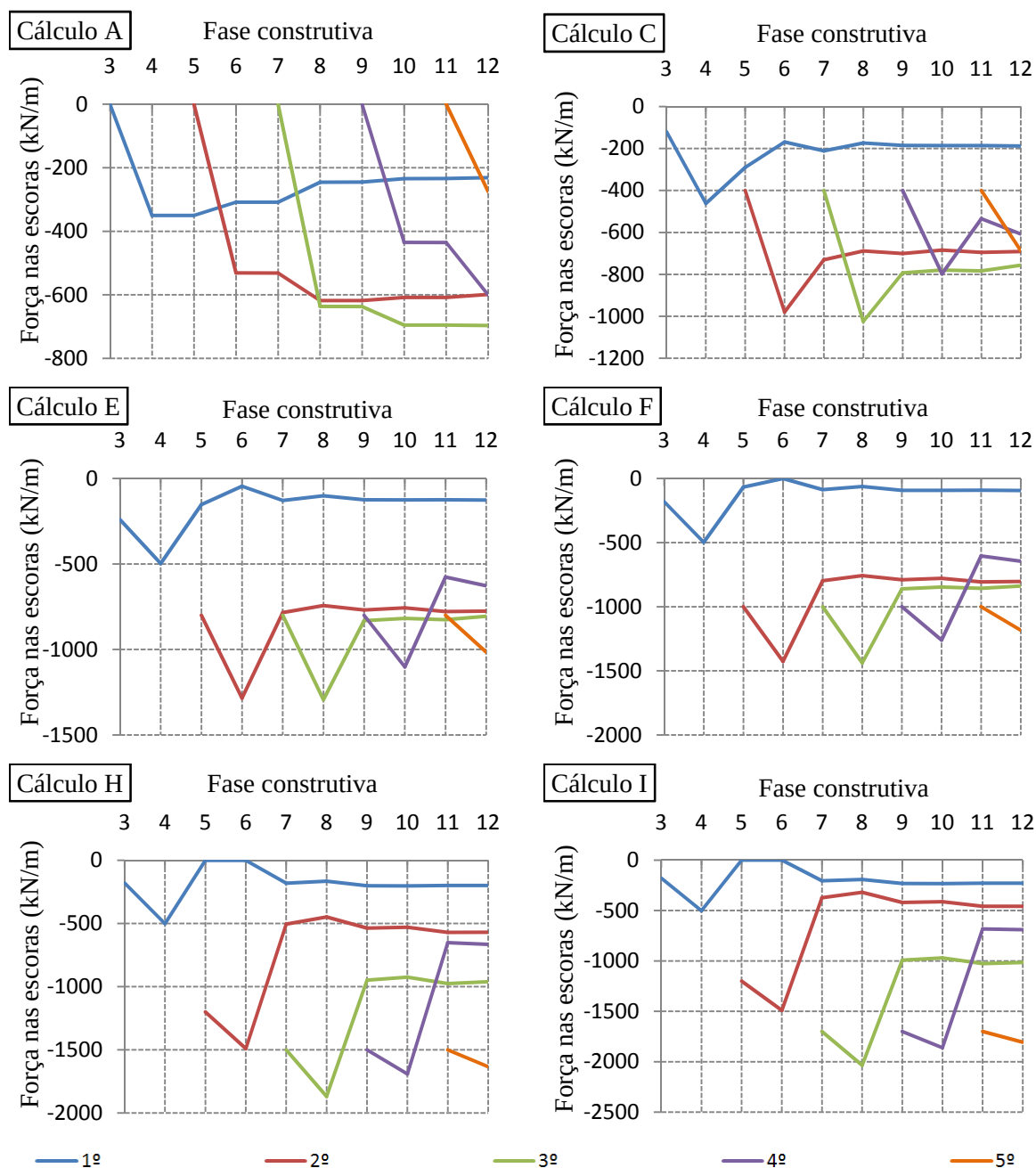


Figura 3.60 – Força nas escoras nas diversas fases construtivas da Escavação 2 para os cálculos A, C, E, F, H e I.

Na Figura 3.61 ilustra-se a comparação entre os diagramas de Terzaghi & Peck (1967), das tensões horizontais em repouso, do pré-esforço instalado (Figura 3.61 (a)) e das pressões provocadas pelas forças máximas mobilizadas no escoramento (Figura 3.61 (b)) para os cálculos de B a I. O c_u médio até à base de escavação é de 47,4 kPa e o peso volúmico 18 kN/m^3 , desta forma a máxima abcissa do diagrama de Terzaghi & Peck é de 273 kPa.

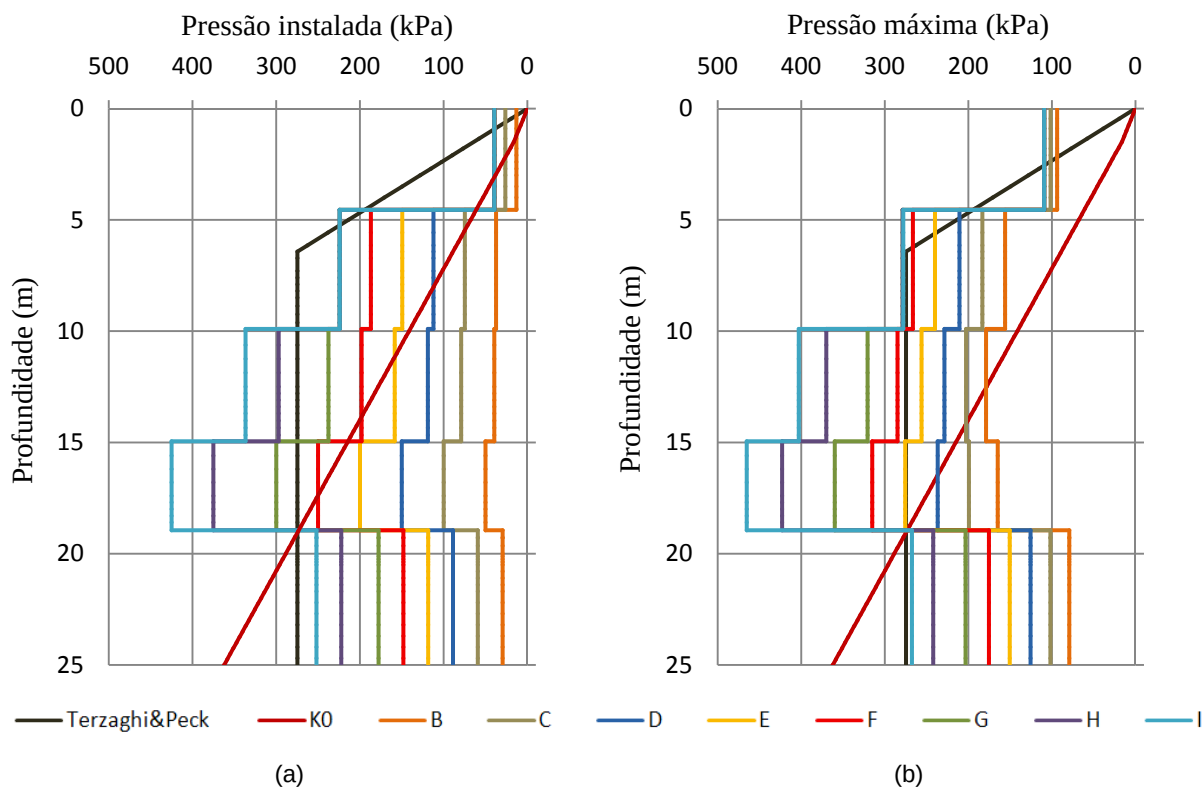


Figura 3.61 – Diagrama de pressões: aparentes, horizontais de repouso, do pré-esforço instalado (a) e das pressões máximas sobre a parede (b) na Escavação 2 para os cálculos de B a I.

Verifica-se que unicamente nos 3º e 4º níveis de escoras para os cálculos G, H e I a pressão instalada é superior ao diagrama de Terzaghi & Peck. Relativamente às pressões máximas existe uma translação do diagrama de pressões instalado consoante o aumento da força nas diversas escoras. É de realçar que o diagrama de pressões horizontais em repouso é bastante inferior ao diagrama de pressões aparentes de Terzaghi & Peck, fruto de se estar na presença de um solo com uma resistência não drenada baixa.

Com a introdução de diferentes pré-esforços nas escoras surgem diferentes esforços na parede moldada. A Figura 3.62 apresenta os momentos flectores e os esforços transversos para os cálculos de A a I, na última fase construtiva.

Relativamente aos momentos flectores, o cálculo A apresenta não só os maiores momentos flectores positivos acima da base de escavação mas também os maiores momentos negativos abaixo desta. Com o aumento do pré-esforço os momentos positivos baixam desde os 12,5 aos 24,0 m de profundidade, chegando mesmo a valores negativos enquanto os momentos negativos diminuem, em módulo, abaixo da base de escavação. Constata-se que o pré-esforço aplicado no sistema de escoramento, para além de reduzir os deslocamentos, é também vantajoso para os momentos flectores da parede moldada.

O diagrama de esforços transversos é constituído por diversos trechos quase rectos acima da base de escavação, enquanto abaixo desta possui trechos com curvatura devido à presença de solo nos dois lados da parede moldada e deste modo ocorre uma absorção dos esforços de uma forma contínua.

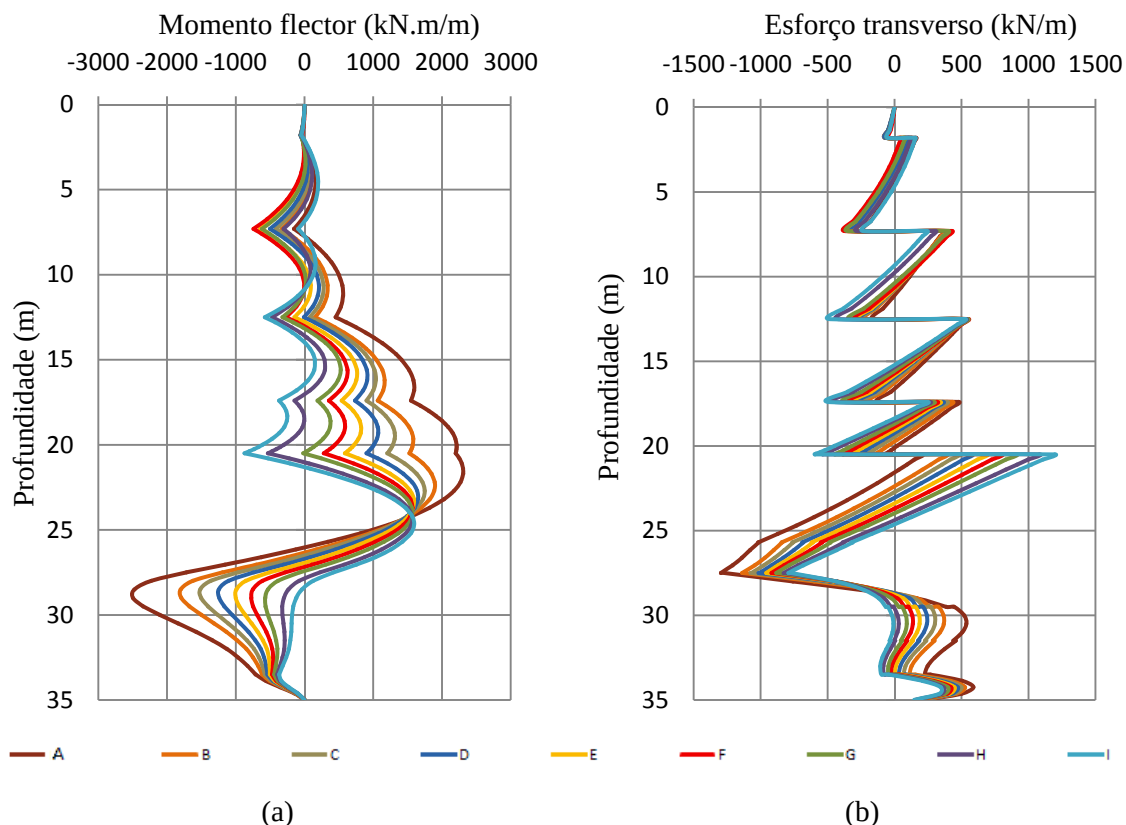


Figura 3.62 – Diagrama de momentos flectores (a) e esforços transversos (b) para a fase 12 da Escavação 2 para os cálculos A a I.

O valor do máximo esforço transverso positivo para a fase 12 ocorre, à excepção dos cálculos A e B, no alinhamento do 5º nível de escoras enquanto o mínimo esforço transverso negativo se mobiliza invariavelmente aos 27,5 m de profundidade.

A Figura 3.63 ilustra a envolvente de momentos flectores. Com o aumento do pré-esforço os momentos negativos acima da base de escavação aumentam progressivamente. Abaixo da base de escavação acontece precisamente o contrário, com o aumento do pré-esforço o momento negativo vai diminuindo. A envolvente de momentos positivos, à excepção do cálculo A, é aproximadamente idêntica em todos os cálculos. Isto acontece porque os momentos positivos representados na Figura 3.63 ocorrem nas fases pares iniciais, 4 e 6, ou seja quando se tem unicamente um ou dois níveis de escoras.

O aumento do módulo de elasticidade da parede moldada acarreta um aumento do momento positivo acima da base de escavação e uma diminuição abaixo desta. Isto deve-se ao facto de a parede apresentar menores deslocamentos; desta forma, os esforços que a parede tem de mobilizar para exibir tal comportamento sobem, em valor absoluto. O esforço transverso nos apoios, leia-se escoras, também aumentam com o aumento da rigidez da parede moldada.

A envolvente de esforços transversos é bastante elucidativa das consequências do aumento do pré-esforço nas escoras, como mostra a Figura 3.64. Entre a superfície e os 20 m de profundidade quanto maior o pré-esforço maiores os esforços transverso positivo e negativo (em módulo). Abaixo dos 20 m de profundidade, à semelhança da Figura 3.62 (b), quanto maior o pré-esforço maiores são esforços transversos positivos e menores os negativos (em módulo).

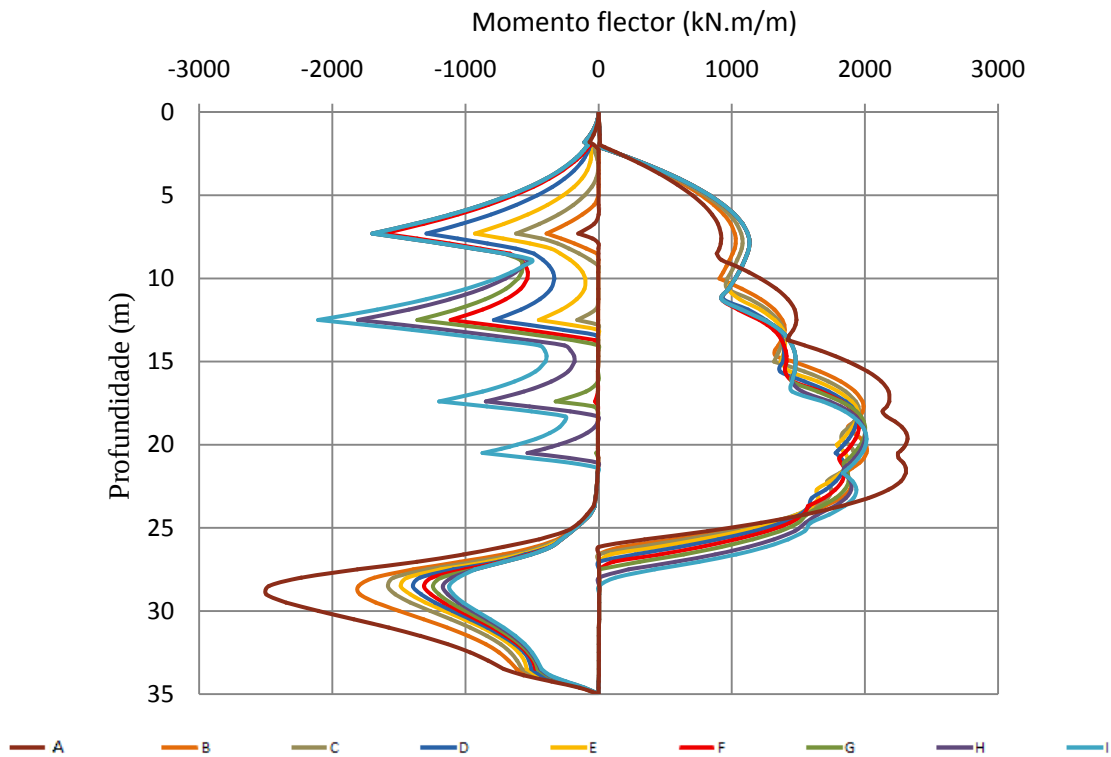


Figura 3.63 – Envolvente de momentos flectores na Escavação 2 para os cálculos A a I.

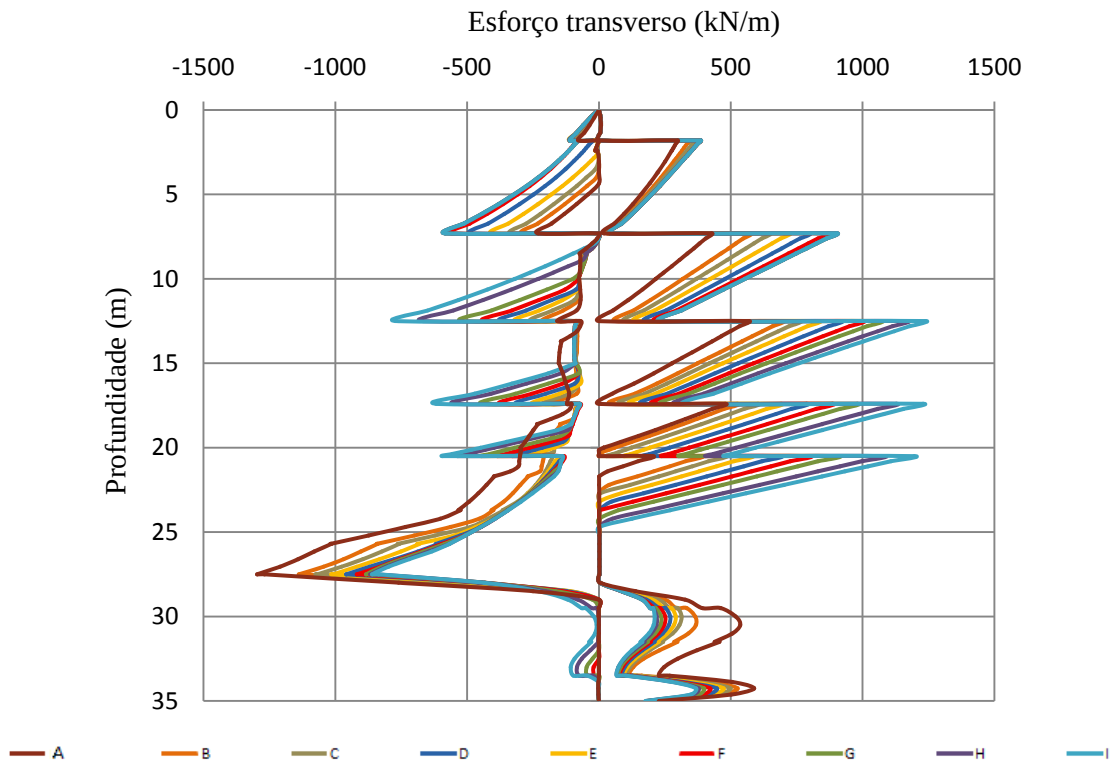


Figura 3.64 – Envolvente de esforço transversal na Escavação 2 para os cálculos A a I.

3.4.1.3. Pressões de terras

As pressões do maciço suportado sobre a parede moldada vão crescendo à medida que se aumenta o pré-esforço. A Figura 3.65 expressa as pressões registadas em quatro cálculos, A, D, F e I para a última fase construtiva. Constata-se que em todas as análises as pressões nos primeiros metros de profundidade são superiores às pressões de repouso. O cálculo I, com o máximo pré-esforço apresenta até cerca dos 21 m de profundidade praticamente a mesma pressão do estado de repouso.

É de notar que a variação brusca quando a parede ultrapassa os 27,5 m de profundidade é devida à presença do substrato miocénico (com valores de resistência não drenada próximos dos 300 kPa). Após a parede ultrapassar esta fronteira as pressões vão continuamente aumentando.

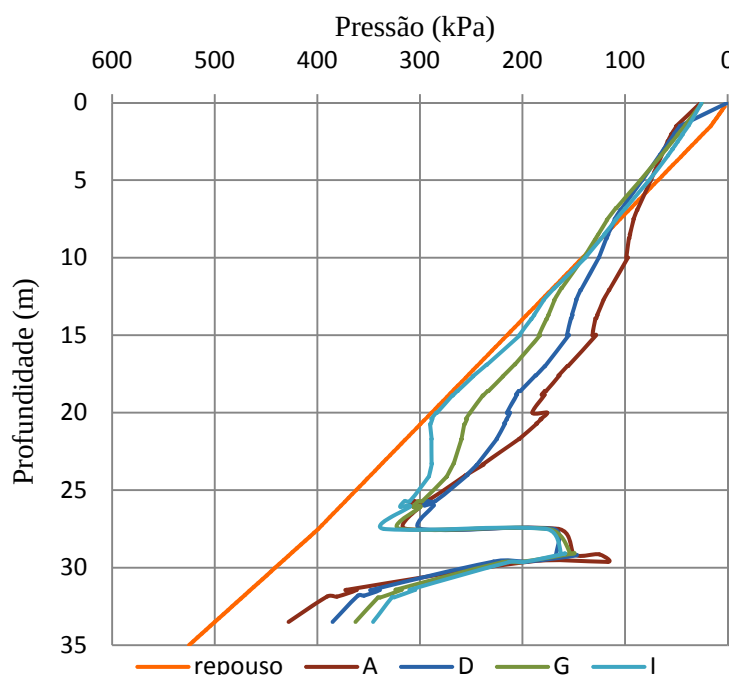


Figura 3.65 – Pressões de terras sobre a parede moldada na Escavação 2 para os cálculos A, D, G e I na última fase construtiva.

3.4.2. UTILIZAÇÃO DE UMA VIGA DE SUPORTE À LAJE DE COBERTURA EM SUBSTITUIÇÃO DO PRIMEIRO NÍVEL DE ESCORAS – CÁLCULOS FV A IV

3.4.2.1. Introdução

À semelhança da Escavação 1, devido à constatação de que o primeiro nível de escoras se encontra solto durante o faseamento construtivo nos cálculos F, G, H e I, simulou-se a colocação de uma viga de suporte à laje de cobertura em detrimento do primeiro nível de escoras. As características da viga, geométricas e mecânicas, são as mesmas da Escavação 1. Nos subcapítulos seguintes apresentam-se algumas comparações entre esta solução e a anteriormente apresentada.

3.4.2.2. Deslocamentos

Os acréscimos de deslocamento horizontal na zona superior da parede moldada são as principais diferenças extraídas da análise comparativa efectuada. A Figura 3.66 apresenta os deslocamentos fornecidos pelos cálculos FV a IV e F a I. Note-se que só se apresentam estes cálculos pois eram aqueles onde se registaram forças de compressão nulas no primeiro nível do escoramento.

O facto de não ser possível combinar a colocação da viga de suporte à laje de cobertura com uma recuperação do deslocamento da parede moldada provoca um aumento da massa de solo deslocado. Este facto revela-se extremamente importante no comportamento da estrutura de suporte. Com efeito, a presença da viga aumenta o deslocamento horizontal da parede até uma profundidade de aproximadamente 15 m. Na superfície é onde se localizam as maiores diferenças encontradas. Registam-se, assim, deslocamentos para o interior da escavação no cimo da parede moldada de 15 mm.

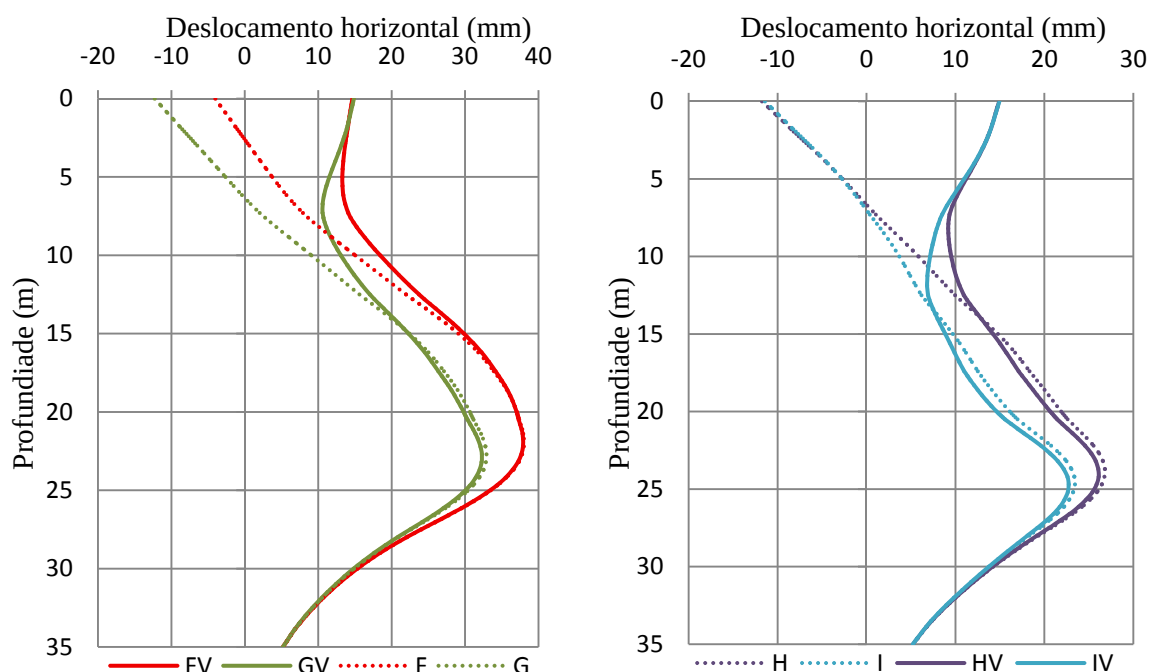


Figura 3.66 – Deslocamentos horizontais da parede na Escavação 2 para os cálculos FV a IV e F a I.

É de notar que com o aumento do pré-esforço a diferença do volume deslocado, entre as análises que utilizam no primeiro nível uma viga e as análises que utilizam uma escora, aumenta, como mostra o Quadro 3.19.

Quadro 3.19 – Comparação do volume deslocado de solo entre os cálculos F-FV, G-GV, H-HV e I-IV na Escavação 2.

	Cálculo							
	F	FV	G	GV	H	HV	I	IV
Volume deslocado (m³/m)	0,68	0,79	0,55	0,66	0,43	0,53	0,35	0,44
Percentagem de aumento	16,33 %		20,00 %		23,25 %		26,80 %	

Como seria de esperar, os aumentos do deslocamento horizontal da parede moldada, devido à consideração da viga de suporte à laje de cobertura repercutem-se em aumentos dos assentamentos da superfície. Na Figura 3.67 pode-se observar as curvas de assentamentos da superfície suportada da presente solução e da solução que incorpora no primeiro nível uma escora.

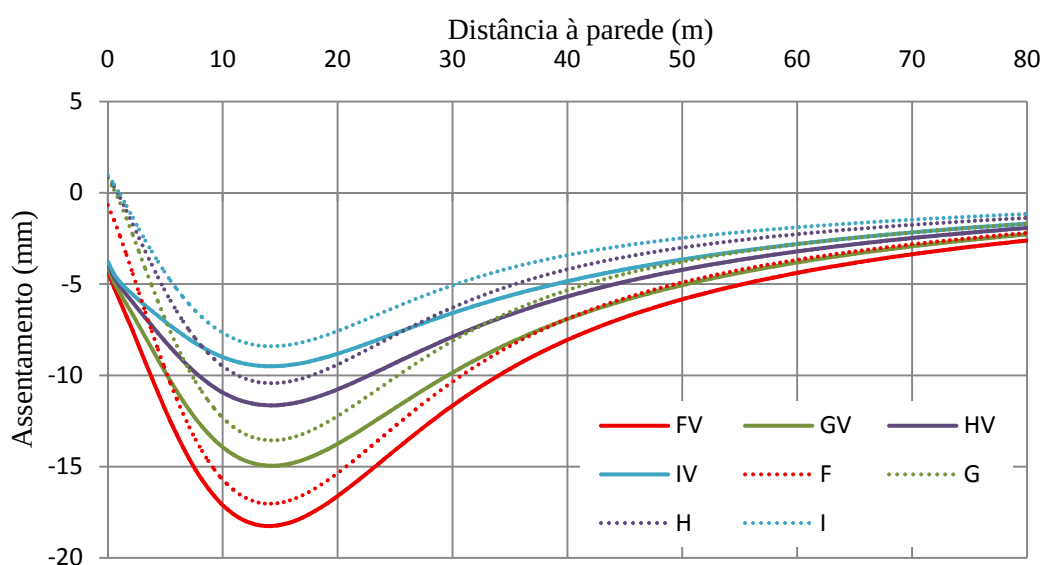


Figura 3.67 – Assentamentos da superfície na Escavação 2 para os cálculos FV a IV e F a I.

O facto de existir um deslocamento no início da parede moldada para o interior da escavação provoca um abatimento de terras imediatamente no tardo que acaba por afectar de forma negativa toda a curva de assentamentos da superfície.

Quanto maior é o pré-esforço, do 2º ao 5º níveis, maiores são as diferenças de assentamentos máximos das duas análises. Note-se que do cálculo F para o cálculo FV há um aumento de 7 %, enquanto da análise I para a análise IV o aumento é de 13 %.

3.4.2.3. Esforços estruturais

A grande vantagem da inserção da viga em substituição da escora prende-se com o facto de a viga conseguir mobilizar esforços de tracção. A Figura 3.68 representa a evolução do esforço axial na viga desde a sua colocação até à última fase construtiva.

A viga é inserida na fase 3, a posterior escavação mobiliza na viga esforços de compressão da ordem dos 550 kN/m. A aplicação do pré-esforço no 2º nível (fase 5) conduz a esforços de tracção que vão permanecer até ao fim da escavação. Quanto maior é o pré-esforço aplicado no 2º nível, maiores são as tracções na viga. Porém, quanto maior é o pré-esforço nos 3º, 4º e 5º níveis menores são as tracções na viga. Isto verifica-se porque o aumento da força nestes últimos níveis provoca um menor deslocamento da parede moldada e consequentemente menores assentamentos da superfície e desta forma há uma maior acção do solo sobre a viga de suporte à laje de cobertura.

Na Figura 3.68 é possível constatar que o cálculo GV é o que apresenta maiores forças de tracção, devido a ser um dos que possui maior pré-esforço no 2º nível e menores pré-esforços nos restantes níveis.

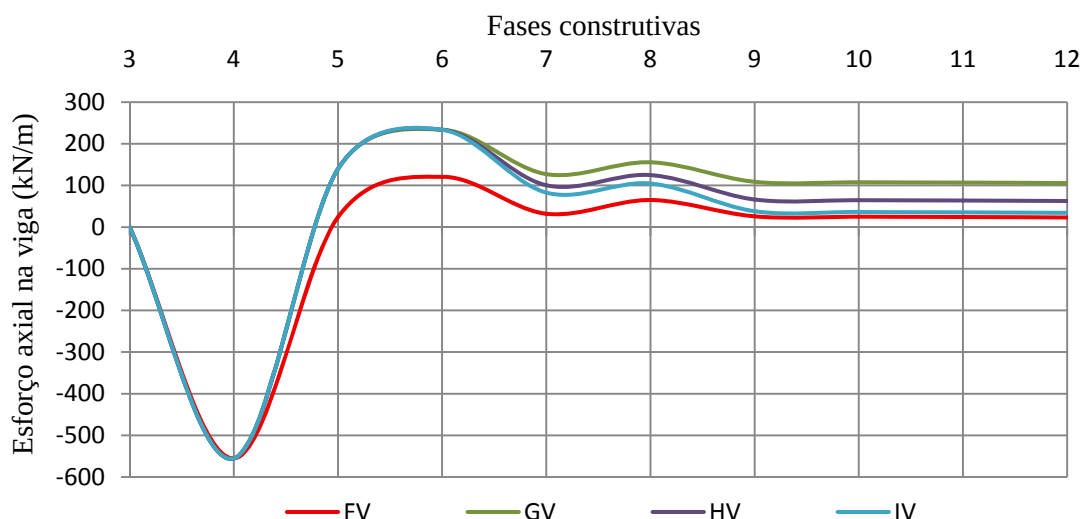


Figura 3.68 – Esforço axial na viga de suporte à laje de cobertura na Escavação 2 para os cálculos FV a IV.

A Figura 3.69 apresenta uma comparação, entre os cálculos G-GV e I-IV, para os momentos flectores e esforços transversos para a última fase construtiva, fase 12. As principais diferenças registadas na análise comparativa efectuada são as seguintes:

- a existência da viga confere à parede uma continuidade, e desta forma a viga consegue mobilizar momentos flectores; a isto se deve o salto evidenciado na Figura 3.69 a cerca de 1,5 m de profundidade;
- devido à força da viga sobre a parede moldada ser de tracção, o diagrama de momentos flectores é desviado no sentido dos momentos flectores negativos;
- na parte inferior da parede moldada, abaixo dos 20 m, não se registam quaisquer mudanças de momentos flectores devido à inexistência de influência da viga sobre a parede em zonas mais longínquas;

- nos esforços transversos, as principais diferenças são o salto evidenciado na zona da viga do esforço transversal negativo para positivo, devido às forças de tracção presentes na viga de suporte à laje de cobertura;
- abaixo dos 10 m de profundidade não se registam diferenças de esforço transversal nas comparações elaboradas.

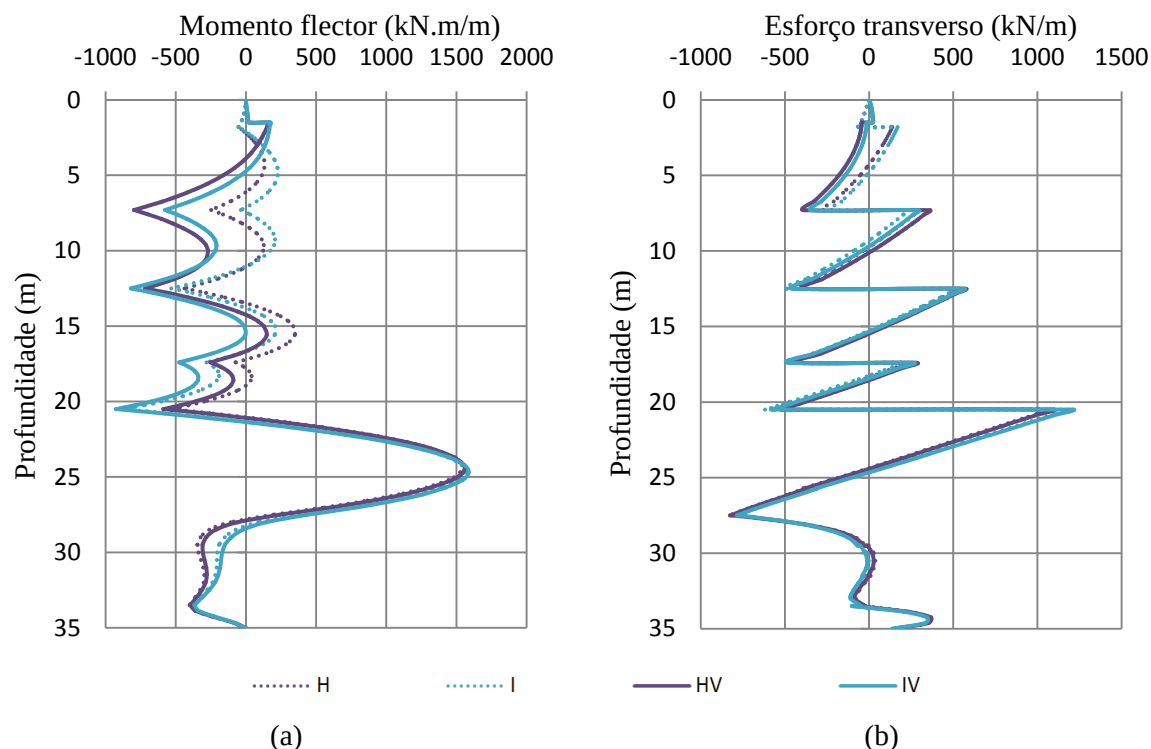


Figura 3.69 – Momentos flectores (a) e esforços transversos (b) dos cálculos H, I e HV e IV para a última fase construtiva da Escavação 2.

3.4.2.4. Pressões de terras

A solução da viga em detrimento da escora influencia, preferencialmente, as pressões de terras sobre a parede moldada até aos 10 m de profundidade.

Como facilmente se entende, a inexistência de pré-esforço e consequente mobilização de forças de tracção na viga reflecte-se numa diminuição das pressões de terras sobre a parede moldada comparativamente com a solução que incorpora no primeiro nível de apoios uma escora.

A Figura 3.70 ilustra as pressões de terras até aos 10 m de profundidade. Até aos 3 m de profundidade, nos cálculos com viga de suporte à laje de cobertura, as pressões são mesmo inferiores às pressões de repouso, chegando mesmo a apresentar valores negativos.

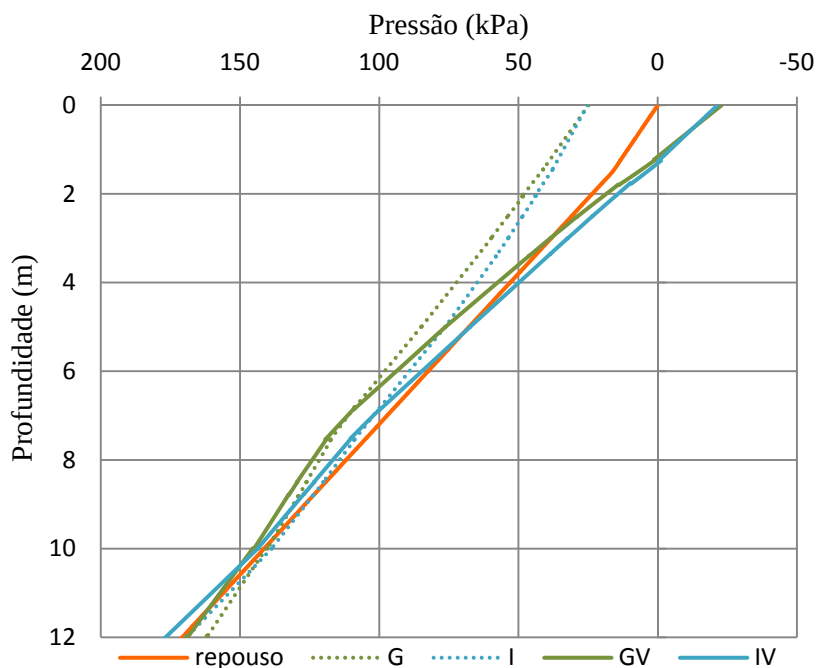


Figura 3.70 – Pressões de terra sobre a parede moldada na Escavação 2 para os cálculos G, I, GV e IV.

3.4.3. UTILIZAÇÃO DE ESCORA-TIRANTE NO PRIMEIRO NÍVEL DO ESCORAMENTO – CÁLCULOS FT A IT

3.4.3.1. Introdução

A solução apresentada em 3.4.2 revela-se proveitosa em termos da capacidade de mobilização de forças de tracção, mas a nível do controlo dos deslocamentos horizontal não é a solução mais eficaz. Neste tipo de obras geotécnicas, grandes escavações em solos de baixa resistência, há um enorme esforço para se conseguir realizar a intervenção com o mínimo de deslocamentos possíveis. Desta forma, à semelhança do que ocorreu na Escavação 1, introduz-se no primeiro nível um elemento que possa accionar forças na parede moldada, para recuperar o deslocamento, e que simultaneamente resista a esforços axiais de tracção. Esse elemento é uma escora-tirante, ou seja, através de uma ligação devidamente concebida da escora à parede moldada, a escora poderá mobilizar forças de tracção.

De seguida vai apresentar-se e comparar-se, com a solução que apresenta cinco níveis de escoras, os resultados obtidos com a introdução deste novo elemento no primeiro nível.

3.4.3.2. Deslocamentos

Um dos problemas resultantes de a força numa determinada escora ficar solta, ou seja, não resistir à tracção, é a parede moldada se deslocar contra o terreno suportado. Com a introdução deste novo elemento a parede tente a ficar mais vertical na zona inicial, porque era nesta zona que se localizava a escora que ficava solta em algumas fases construtivas.

A Figura 3.71 apresenta uma comparação entre a solução de escoras com a solução de escora-tirante no primeiro apoio. Note-se que apenas se compara as análises de F a I porque unicamente nestas se

registaram tracções na primeira escora. A introdução do elemento escora-tirante nos cálculos A a E conduziria aos mesmos resultados.

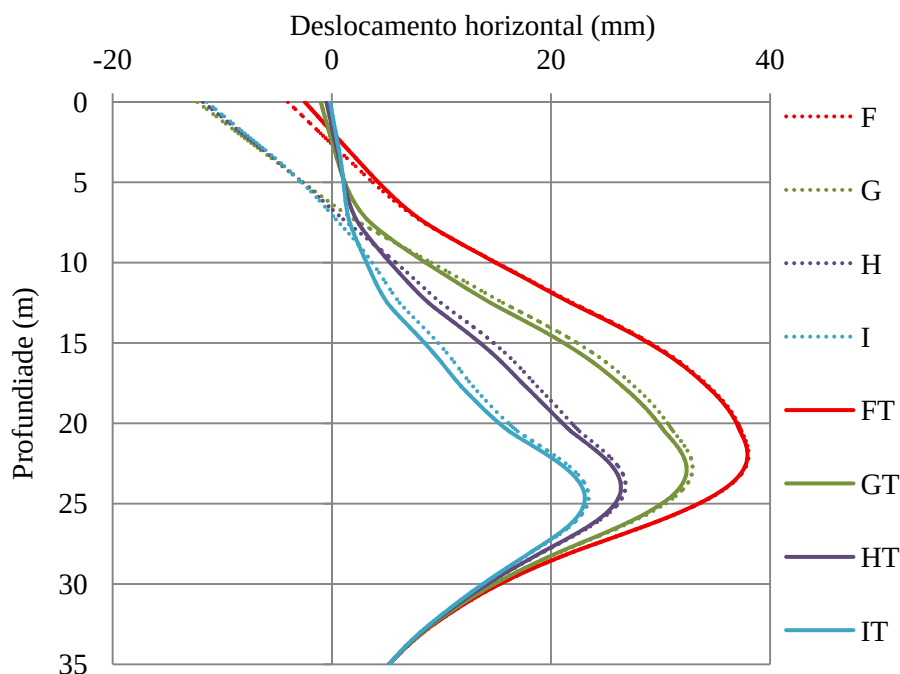


Figura 3.71 – Deslocamentos horizontais na última fase construtiva da Escavação 2 para os cálculos F a I e FT a IT.

As diferenças do cálculo FT para F são muito reduzidas, mesmo no trecho inicial, porque nesta análise as tracções mobilizadas no primeiro escoramento são muito baixas, comparativamente com as diferenças dos restantes cálculos.

A introdução deste novo elemento escora-tirante segura a parede moldada não permitindo que esta entre no solo suportado e deste modo o solo imediatamente atrás da parede moldada não sobe, como acontecia na solução de escoras. A utilização do elemento escora-tirante mobiliza maiores assentamentos da superfície que a solução que apresenta os cinco níveis de escoras, embora não significativos.

A Figura 3.72 reflecte as diferenças encontradas entre os cálculos HT e H. A comparação dos restantes casos estudados apresenta diferenças muito similares à ilustrada, à excepção do cálculo FT com o cálculo F que à semelhança dos deslocamentos horizontais apresenta curvas, praticamente, coincidentes.

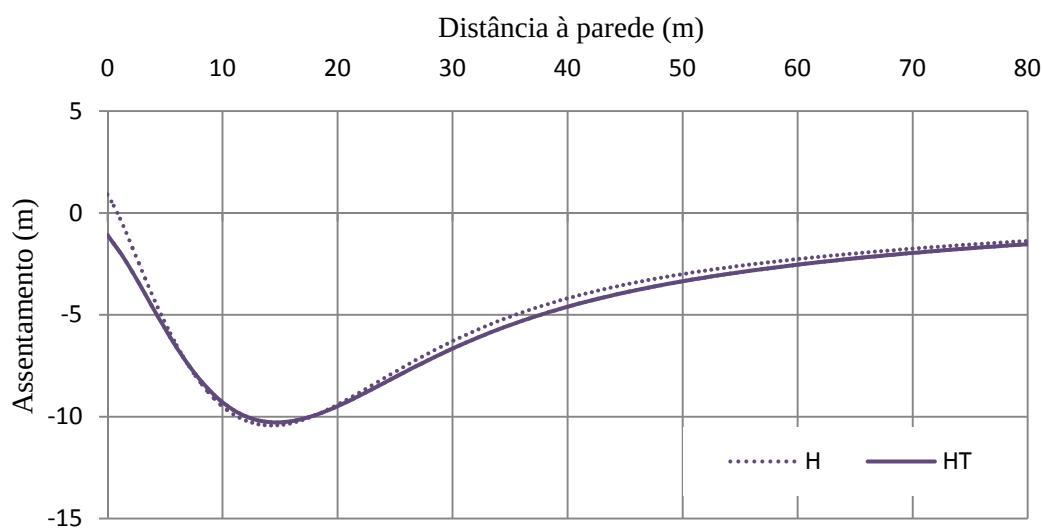


Figura 3.72 – Assentamentos da superfície na Escavação 2 para os cálculos HT e H.

3.4.3.3. Esforços estruturais

Os Quadros 3.20 e 3.21 evidenciam as forças mobilizadas nos diversos níveis para as diversas fases construtivas, nos cálculos F, I, FT e IT.

Realça-se a inexistência de diferenças significativas a partir do 3º nível apoios devido ao facto de o 1º nível estar bastante distanciado. As forças de tracção surgem nas mesmas fases que surgiram as forças nulas no sistema de escoramento com o 1º nível de escoras, ou seja, fase 6 para o cálculo F e fases 5 e 6 para o cálculo I.

Quadro 3.20 – Forças nas escoras da Escavação 2 para os cálculos F, I.

		Forças nas escoras (kN/m) Cálculo F					Forças nas escoras (kN/m) Cálculo I				
		1º	2º	3º	4º	5º	1º	2º	3º	4º	5º
Fase construtiva	3	-180					-180				
	4	-497					-501				
	5	-67	-1000				0	-1200			
	6	0	-1425				0	-1490			
	7	-87	-798	-1000			-205	-373	-1700		
	8	-63	-757	-1438			-191	-318	-2035		
	9	-92	-789	-861	-1000		-232	-419	-993	-1700	
	10	-93	-778	-846	-1260		-232	-412	-969	-1861	
	11	-92	-806	-856	-604	-1000	-228	-458	-1027	-683	-1700
	12	-93	-803	-839	-645	-1183	-228	-458	-1015	-689	-1805

Quadro 3.21 – Forças nas escoras da Escavação 2 para os cálculos FT, IT.

		Forças nas escoras (kN/m) Cálculo FT					Forças nas escoras (kN/m) Cálculo IT				
		1º	2º	3º	4º	5º	1º	2º	3º	4º	5º
Fase construtiva	3	-180					-180				
	4	-497					-501				
	5	-67	-1000				22	-1200			
	6	36	-1441				131	-1621			
	7	-69	-816	-1000			-76	-505	-1700		
	8	-45	-776	-1436			-62	-450	-2027		
	9	-74	-808	-859	-1000		-103	-551	-985	-1700	
	10	-74	-797	-845	-1260		-104	-544	-961	-1856	
	11	-74	-825	-855	-603	-1000	-99	-590	-1018	-679	-1700
	12	-75	-822	-837	-644	-1183	-100	-590	-1007	-684	-1802

Analisando o 1º nível constata-se que, devido a este experimentar esforços de tracção, as forças de compressão no final da escavação são menores comparativamente com a solução que utiliza todos os níveis de escoras convencionais. Por questões de equilíbrio o 2º nível, que está sempre comprimido, mobiliza uma força de compressão maior no final da escavação.

A menor força existente no primeiro nível de apoios, na última fase construtiva, provoca um aumento do momento negativo entre 1,8 m e 12,5 m de profundidade e uma menor quebra do esforço transversal no alinhamento do primeiro nível, comparativamente com as análises que utilizam um escoramento convencional.

Na Figura 3.73 apresenta-se os momentos flectores e esforços transversos para a última fase construtiva nos cálculos H, I, HT e IT.

Abaixo dos 12,5 m de profundidade não se registam variações significativas pois, como se viu anteriormente, a força no 1º nível diminui mas a do 2º nível aumenta e, consequentemente, surge um equilíbrio nos esforços da parede moldada a partir de uma determinada profundidade.

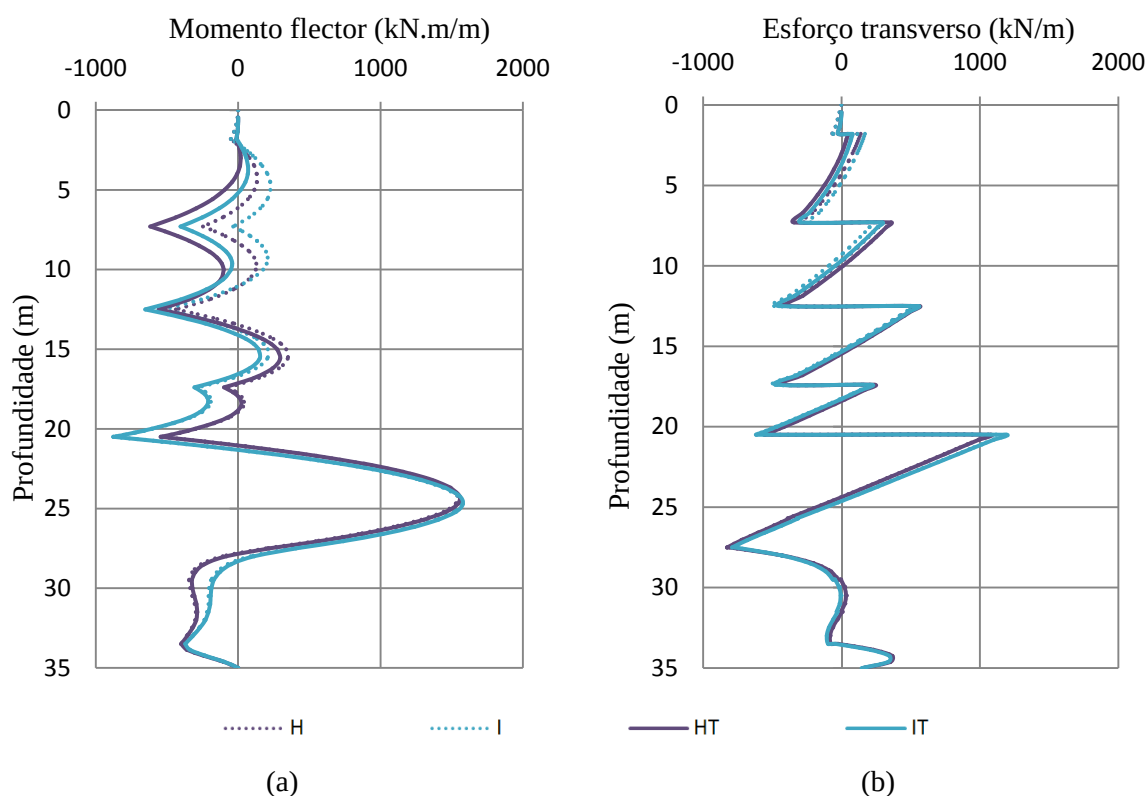


Figura 3.73 – Momentos flectores (a) e esforços transversos (b) para a última fase construtiva da Escavação 2 nos cálculos H, I, HT e IT.

3.4.3.4. Pressões de terras

Comparativamente com a solução de escoras, as pressões de terras são reduzidas, no trecho inicial, com a introdução destes novos elementos, pois eles não permitem que a parede moldada se mobilize contra o terreno.

Na Figura 3.74 são mostradas as pressões de terras, para a última fase construtiva, para os cálculos H, I, HT e IT. Apresenta-se unicamente as pressões até aos 10 m por motivos de escala, ou seja, para que seja possível a visualização das diferenças encontradas nas duas soluções.

As pressões diminuem até cerca dos 6 m de profundidade. Por outro lado, o facto de a segunda escora mobilizar uma força de compressão maior, comparativamente com a solução de escoras, é consequência de um aumento das pressões entre os 6 e os 10 m de profundidade.

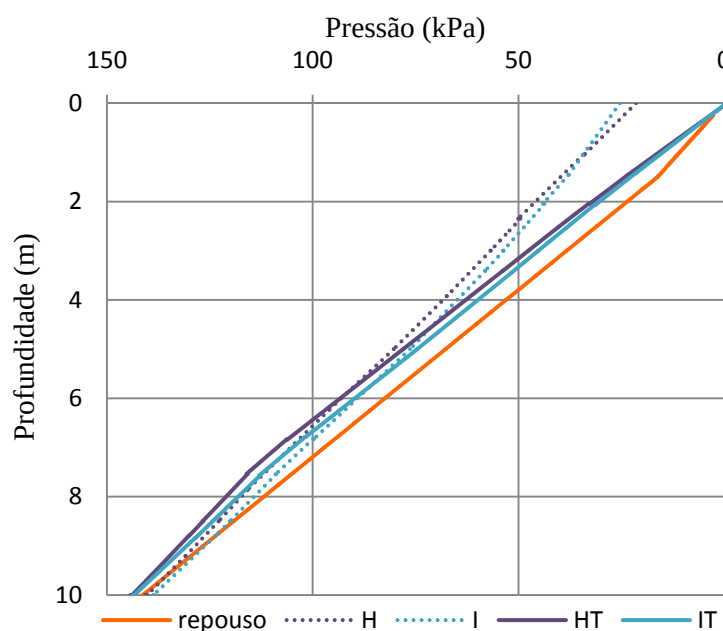


Figura 3.74 – Pressões de terras da Escavação 2 para os cálculos H, I, HT e IT na última fase construtiva.

3.4.4. UTILIZAÇÃO DE *JET-GROUTING* – CÁLCULOS AJ A FJ

3.4.4.1. Introdução

Na Escavação 1, fruto do espesso estrato de argila mole presente abaixo da base de escavação, o tratamento do solo foi efectuado nessa zona. Nesta escavação, devido ao aumento da profundidade escavada, apenas existe uma pequena espessura, cerca de 1,8 m, de argilas moles abaixo do fundo de escavação, seguindo-se o início do substrato miocénico. Desta forma a posição mais vantajosa para uma “laje” de *jet-grouting* será acima da base de escavação. No Capítulo 4 aborda-se este assunto com mais detalhe.

A comparação que vai ser efectuada de seguida admite que a “laje” de *jet-grouting* está situada entre os 18 m e os 20 m de profundidade. Nos cálculos que contêm *jet-grouting* adopta-se a solução de suporte com o elemento escora-tirante no 1º nível, visto ser uma boa solução para aumentar a verticalidade da parede moldada para escavações que contenham uma diferença significativa de pré-esforço entre o 1º e o 2º nível do escoramento.

3.4.4.2. Deslocamentos

Na Escavação 1, o facto de a localização da “laje” de *jet-grouting* ser abaixo da base de escavação e constituir um apoio permanente, ou seja, não ser removida pelo processo construtivo, permitia um controlo bastante efectivo dos deslocamentos abaixo do fundo de escavação (ver Figura 3.37).

Nesta escavação o movimento da parte inferior da parede moldada não é controlado de forma tão eficaz, pois a “laje” de *jet-grouting* esta colocada acima da base de escavação e constitui um apoio provisório. No entanto, como mostra a Figura 3.75 regista-se uma diminuição bastante significativa dos deslocamentos horizontais com a introdução da “laje” de *jet-grouting*. As curvas com iguais cores

referem-se a cálculos que têm o mesmo pré-esforço instalado nos elementos de escoramento. A distinção dos cálculos com e sem *jet-grouting* é efectuada através da composição da linha utilizada.

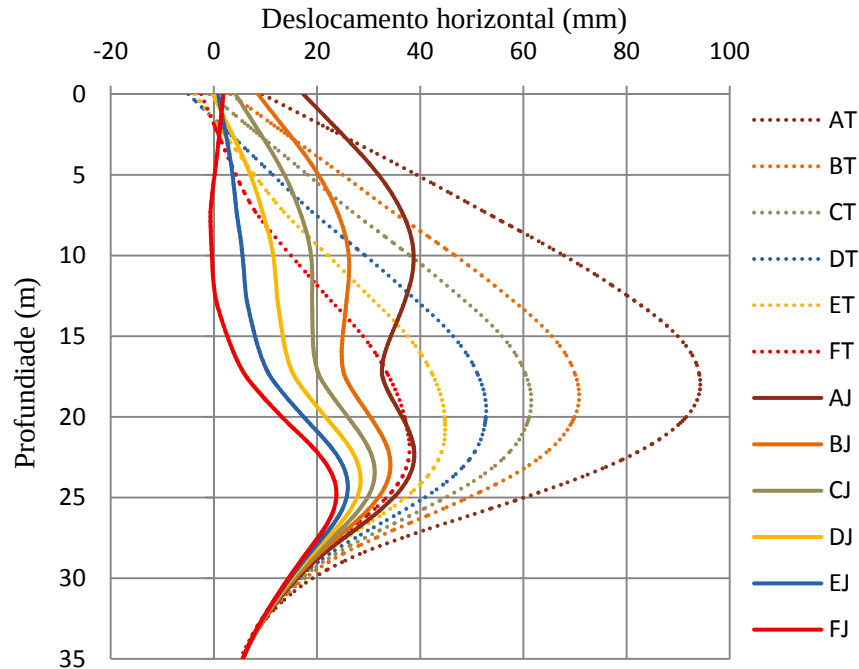


Figura 3.75 – Deslocamentos horizontais da parede da Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.

A diminuição dos deslocamentos horizontais é mais significativa acima da base de escavação, embora se registem melhorias na parte enterrada da parede moldada. O uso de tratamento do solo e de um pré-esforço de 89 % do K_0 , cálculo FJ, é aquele que provoca menores deslocamentos horizontais. O pré-esforço não pode ser aumentado acima deste valor pois provocaria uma entrada da parede moldada no terreno suportado. Conclui-se, deste modo, que para o uso de um nível de tratamento o pré-esforço de 89 % do K_0 é aquele que conduz a uma maior verticalidade da parede moldada, no caso presente.

No Quadro 3.22 mostra-se a razão δ_{max}^h/h para as análise com e sem *jet-grouting*.

Quadro 3.22 - δ_{max}^h/h da parede na Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ e FJ.

	A	B	C	D	E	F
Sem <i>jet-grouting</i> (T)	0,37 %	0,28 %	0,24 %	0,21 %	0,17 %	0,15 %
Com <i>jet-grouting</i> (J)	0,15 %	0,13 %	0,12 %	0,11 %	0,10 %	0,09 %

É possível constatar que a diferença, relativamente aos cálculos que não incorporam *jet-grouting*, do deslocamento horizontal máximo é tanto maior quanto menor é o pré-esforço utilizado, ocorrendo a máxima redução para a análise que não contempla pré-esforço nos elementos escora-tirante.

A inserção das “lajes” de *jet-grouting* profundas em solos moles, pode-se, por vezes, revelar bastante difícil, com consequências para a qualidade do *jet-grouting* introduzido. Deste modo, convém, em obras com estas especificidades, testar quais as consequências para o comportamento da parede moldada da existência de um tratamento de pior qualidade. Analisa-se de seguida as consequências da presença de um *jet-grouting* com um módulo de elasticidade de 0,5 GPa, ou seja, metade do considerado nos cálculos AJ a FJ. Estes cálculos são apresentados com as siglas AJ', CJ' e FJ'.

A Figura 3.76 representa as mudanças registadas na parede moldada no que concerne aos deslocamentos horizontais, para a última fase construtiva. São evidentes os aumentos de deslocamento horizontal na zona mais solicitada da parede moldada. Ou seja, a zona da parede moldada entre os 5 e os 25 m de profundidade é aquela que é mais afectada.

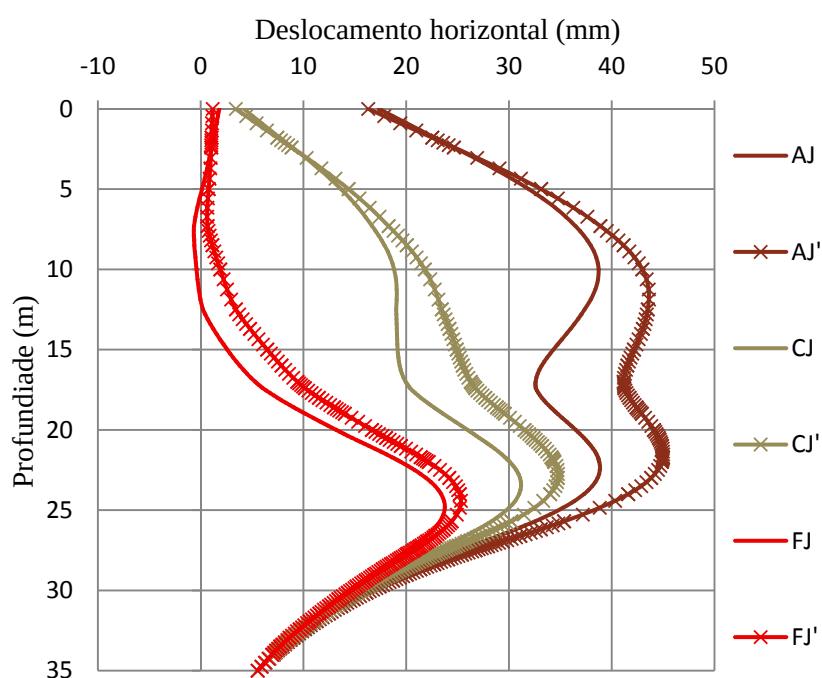


Figura 3.76 – Curva de deslocamentos horizontais da parede na Escavação 2 para os cálculos AJ, AJ', CJ, CJ', FJ e FJ'.

O Quadro 3.23 representa o volume de terras deslocadas para o interior da escavação, ou melhor, o integral da curva de deslocamentos horizontais da parede. É possível constatar o aumento de solo deslocado devido ao decréscimo do módulo de deformabilidade do *jet-grouting*. A diferença obtida entre os cálculos com $E=0,5$ GPa e $E=1$ GPa é tanto maior quando menor é o pré-esforço instalado.

Quadro 3.23 – Volume de solo deslocado na Escavação 2 para os cálculos AJ, AJ', CJ, CJ', FJ e FJ'.

	AJ	AJ'	CJ	CJ'	FJ	FJ'
Volume de solo deslocado (m³/m)	1,03	1,15	0.64	0.73	0.29	0.35

Conclui-se que em escavações, em que não se use pré-esforço, a introdução de *jet-grouting* com fracas características mecânicas revela-se substancialmente mais gravosa no controlo dos deslocamentos horizontais que soluções que incorporem pré-esforço no escoramento.

De forma análoga aos resultados obtidos nos deslocamentos horizontais da parede moldada, os assentamentos da superfície são bastante menores com a introdução da “laje” de *jet-grouting*, como mostra a Figura 3.77.

O Quadro 3.24 apresenta a razão entre o máximo assentamento de superfície (δ'_{max}) e a profundidade escavada (h), 25,7 m.

Quadro 3.24 - δ'_{max}/h na Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.

	A	B	C	D	E	F
Sem Jet-grouting (T)	-0,20 %	-0,14 %	-0,12 %	-0,10 %	-0,08 %	-0,07 %
Com Jet-grouting (J)	-0,09 %	-0,07 %	-0,05 %	-0,04 %	-0,03 %	-0,02 %

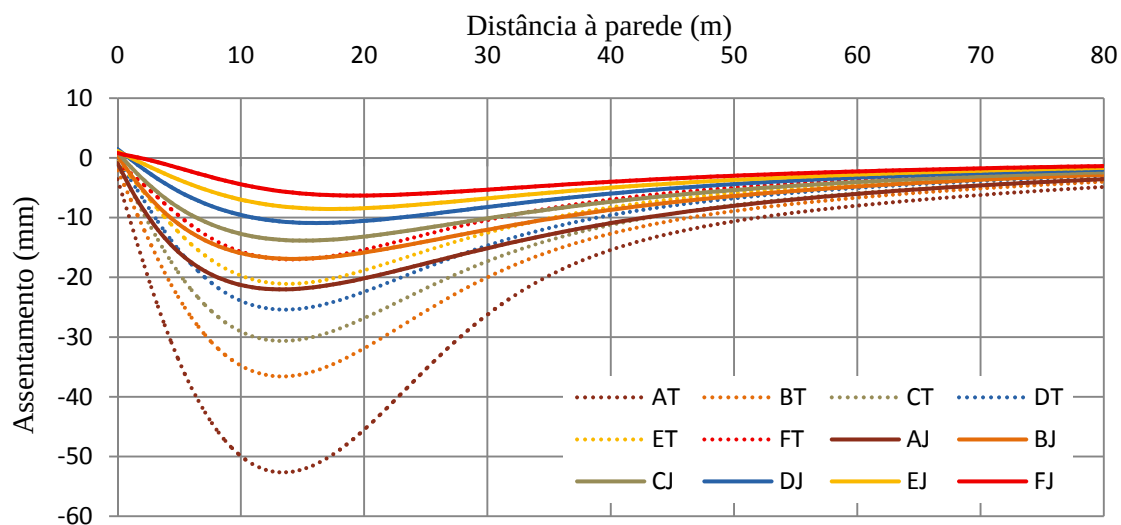


Figura 3.77 – Curva de assentamentos da superfície na Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.

Comparando o Quadro 3.22 e o Quadro 3.24 constata-se que nos cálculos de AT a FT o δ'_{max}/h é, aproximadamente, metade de δ^h_{max}/h . Nos cálculos de AJ a CJ também se verifica a mesma tendência. Porém, nos cálculos EJ e FJ as diminuições, fruto da introdução do *jet-grouting* são de 3,33 vezes e de 4,50 vezes, respectivamente. Ou seja, mais uma vez, se regista o efeito benéfico da introdução do *jet-grouting* conjugado com um pré-esforço, significativo, nos elementos do escoramento. O cálculo FJ apresenta um assentamento máximo de 6,3 mm. Observe-se na Figura 3.78 as distorções angulares nos cálculos DT, FT, DJ e FJ. O cálculo FJ, para uma distância superior a 20 m em relação à parede moldada, apresenta uma distorção angular praticamente nula. Conclui-se que com a introdução da

“laje” de *jet-grouting* a distorção angular é reduzida, contribuindo desta forma para uma maior segurança estrutural de possíveis edificações que se encontrem na vizinhança da escavação.

É de realçar que no cálculo FJ a localização do máximo assentamento de superfície é afastada um pouco mais da parede moldada. Em todos os restantes cálculos este ponto situa-se a cerca dos 15 m de distância à parede moldada. No cálculo FJ, devido ao elevado pré-esforço, cerca de 89 % de K_0 , este ponto situa-se a cerca dos 19 m da parede moldada.

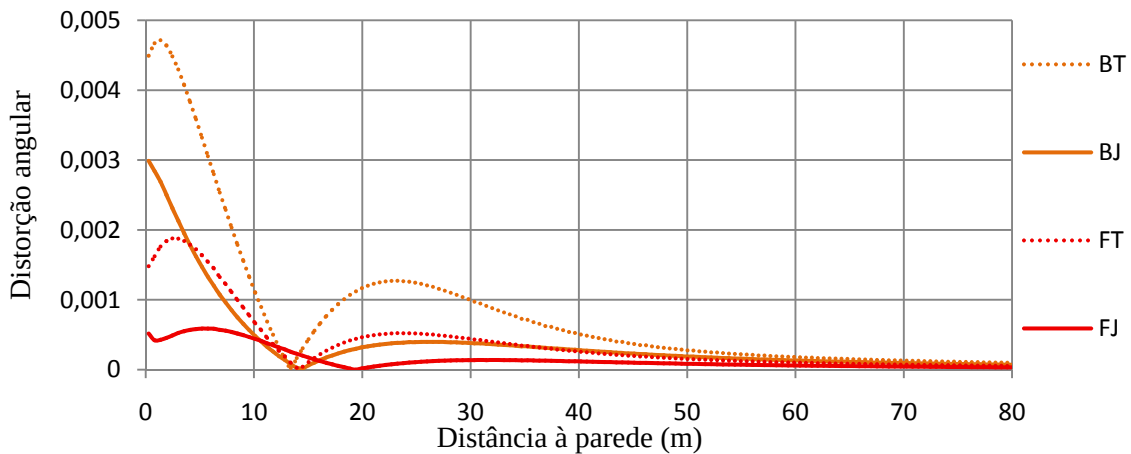


Figura 3.78 – Distorção angular na superfície da Escavação 2 para os cálculos BT, BJ, FT e FJ.

A influência demonstrada, anteriormente, nos deslocamentos horizontais devido a uma redução do módulo de deformabilidade do *jet-grouting*, é também confirmada nos assentamentos da superfície, como mostra a Figura 3.79.

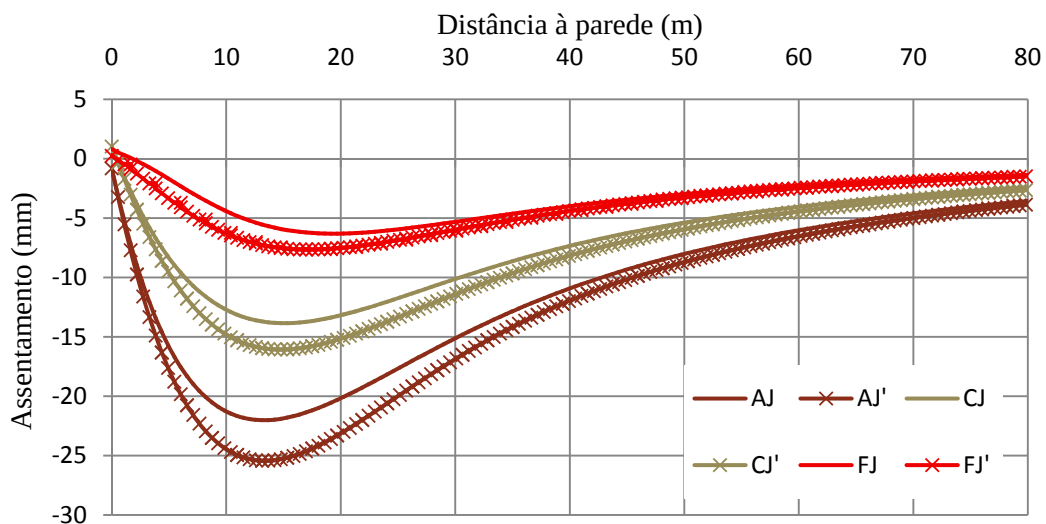
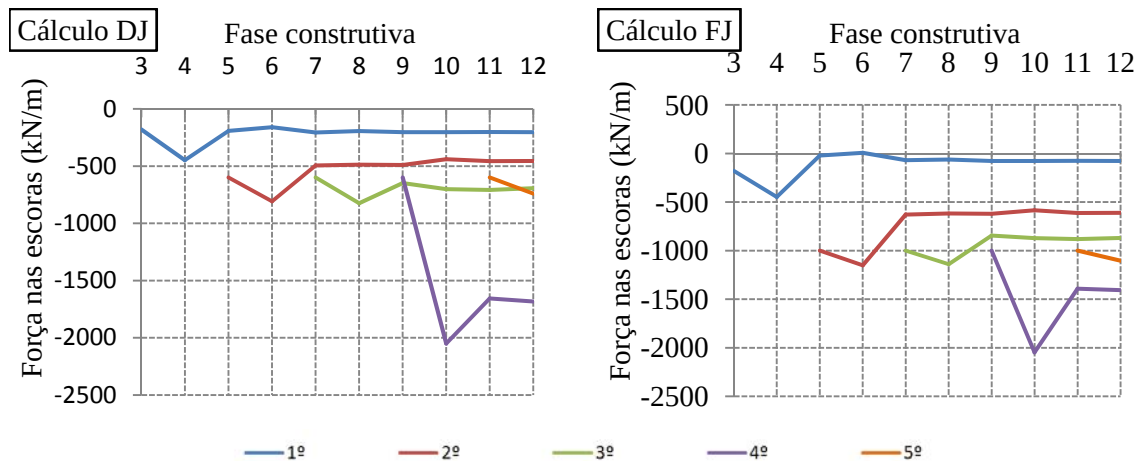
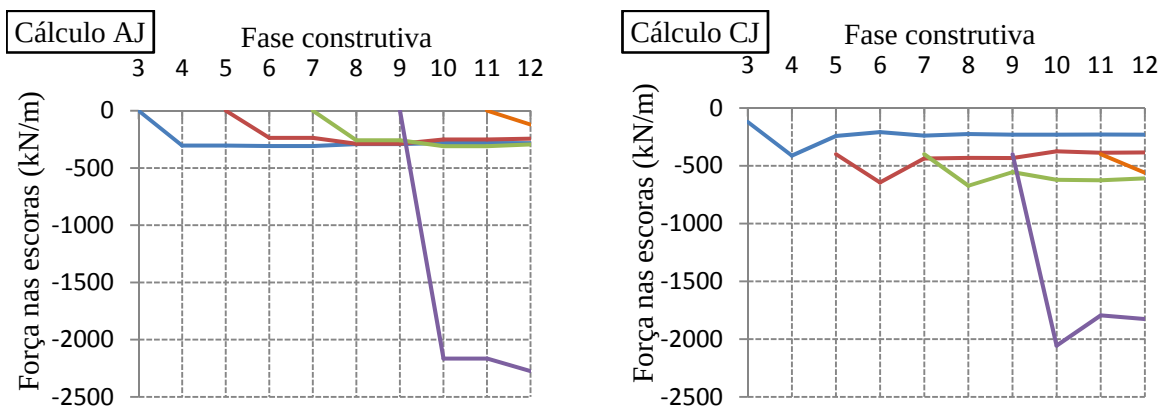


Figura 3.79 – Influência do módulo de deformabilidade do *jet-grouting* nos assentamentos da superfície.

Do cálculo AJ para AJ' regista-se um aumento do δ'_{max}/h de 3,4 mm e do cálculo FJ para FJ' de 1,3 mm. Ou seja, quanto maior é o pré-esforço aplicado, menores são as diferenças obtidas aquando do abaixamento do módulo de deformabilidade do *jet-grouting*.

3.4.4.3. Esforços estruturais

As Figuras 3.80 e 3.81 ilustram a evolução das forças nos elementos de escoramento nos cálculos AJ, CJ, DJ e FJ. Note-se o muito pronunciado agravamento do esforço axial que o 4º nível de escoras sofre com a retirada da “laje” de *jet-grouting*.



Comparativamente com a solução que não contempla o uso de *jet-grouting* (ver Quadros 3.25 e 3.26) as principais mudanças, relativamente às forças mobilizadas pelos elementos de escoramento são:

- a força nos 2º e 3º níveis de escoras é sempre menor devido à redistribuição de pressões para a zona onde se introduziu o *jet-grouting* e quando este é retirado para a escora que o substituiu;
- a força no 4º nível de escoras é sempre maior devido a ser esta escora que está mais próxima da “laje” de *jet-grouting* quando esta é retirada;

- a força no 5º nível é inferior, à do cálculo sem *jet-grouting*, porque o 4º nível passa a mobilizar uma força maior e deste modo o equilíbrio ocorre com menores forças mobilizadas no 5º nível;
- a força no 1º nível é superior devido a este elemento se encontrar afastado da zona melhorada com *jet-grouting* e devido ao decréscimo da força nos 2º e 3º níveis.

Quadro 3.25 - Comparação das forças nos diversos elementos do escoramento da Escavação 2 para os cálculos AT-AJ e CT-CJ.

		De AT para AJ					De CT para CJ				
		1º	2º	3º	4º	5º	1º	2º	3º	4º	5º
Fase construtiva	3	0%					0%				
	4	-13%					-11%				
	5	-13%	0%				-17%	0%			
	6	0%	-55%				23%	-34%			
	7	0%	-55%	0%			13%	-40%	0%		
	8	19%	-53%	-59%			29%	-37%	-34%		
	9	19%	-53%	-59%	0%		25%	-38%	-30%	0%	
	10	21%	-59%	-55%	398%		23%	-45%	-20%	158%	
	11	21%	-59%	-55%	397%	0%	24%	-44%	-20%	235%	0%
	12	22%	-59%	-58%	279%	-56%	23%	-44%	-19%	201%	-18%

Quadro 3.26 – Comparação das forças nos diversos elementos do escoramento da Escavação 2 para os cálculos DT-DJ e FT-FJ.

		De DT para DJ					De FT para FJ				
		1º	2º	3º	4º	5º	1º	2º	3º	4º	5º
Fase construtiva	3	0%					0%				
	4	-10%					-10%				
	5	-20%	0%				-68%	0%			
	6	29%	-28%				-83%	-20%			
	7	10%	-34%	0%			0%	-23%	0%		
	8	25%	-31%	-29%			38%	-20%	-21%		
	9	18%	-33%	-20%	0%		4%	-23%	-2%	0%	
	10	17%	-39%	-12%	117%		4%	-27%	3%	63%	
	11	17%	-38%	-12%	200%	0%	4%	-26%	3%	131%	0%
	12	16%	-38%	-11%	174%	-13%	3%	-26%	4%	118%	-7%

A parede moldada é solicitada de diferente forma com a introdução da “laje” de *jet-grouting*. A nível de momentos flectores as principais diferenças prendem-se com o facto de na parede moldada ao nível da “laje” de *jet-grouting*, se mobilizarem momentos flectores negativos. Entre os 1,8 e os 10 m de profundidade ocorre uma deslocação do diagrama de momentos flectores no sentido dos momentos

positivos, fruto do aumento de força do 1º nível na escora-tirante, comparativamente com a solução que não incorpora uma “laje” de *jet-grouting*.

A Figura 3.82 apresenta uma comparação dos momentos flectores para a última fase construtiva entre os cálculos que não contemplam o uso do *jet-grouting* e os que o utilizam.

A Figura 3.83 apresenta os diagramas de esforço transversal para a última fase construtiva nos cálculos com e sem *jet-grouting*, as mudanças registadas são evidentes principalmente nas zonas dos apoios. Consoante as mudanças anteriormente identificadas nas forças nos elementos constituintes do escoramento, o diagrama de esforço transversal também muda. Registam-se, assim, trechos quase paralelos, embora com valores distintos junto aos elementos de escoramento. Sendo que as soluções que apresentam a “laje” de *jet-grouting* são as responsáveis pelo máximo esforço transversal positivo.

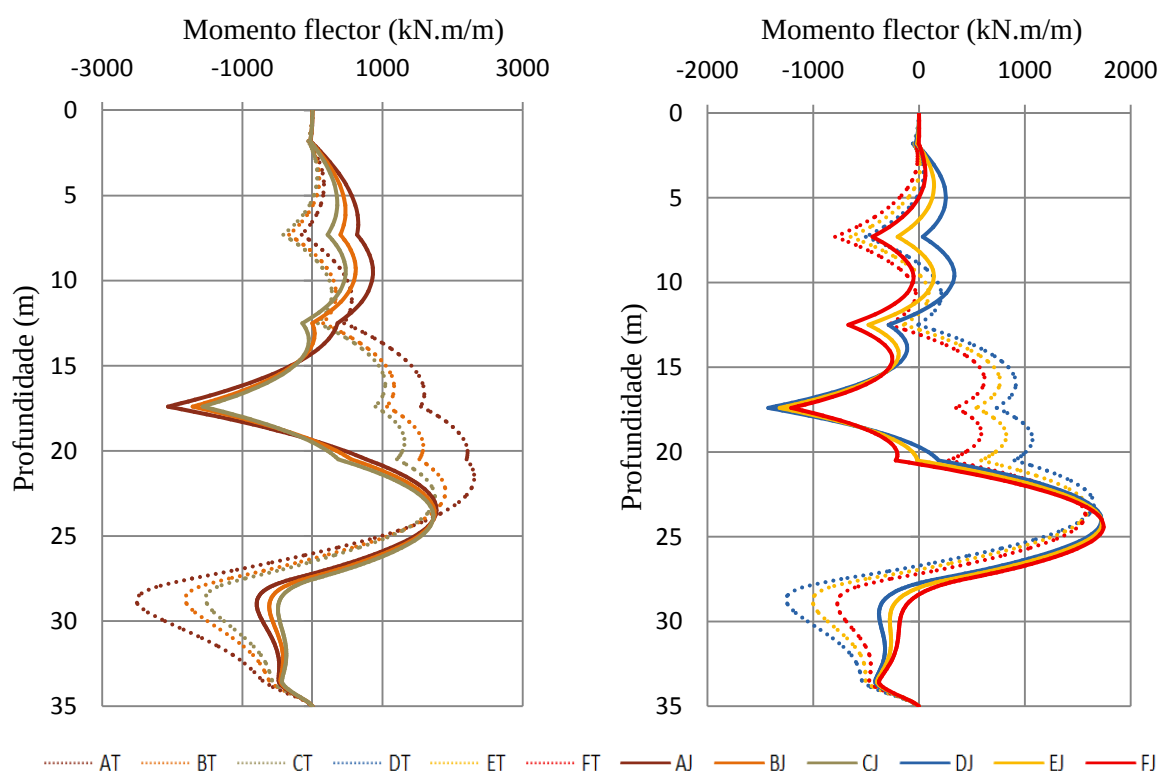


Figura 3.82 – Diagrama de momentos flectores na última fase construtiva da Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.

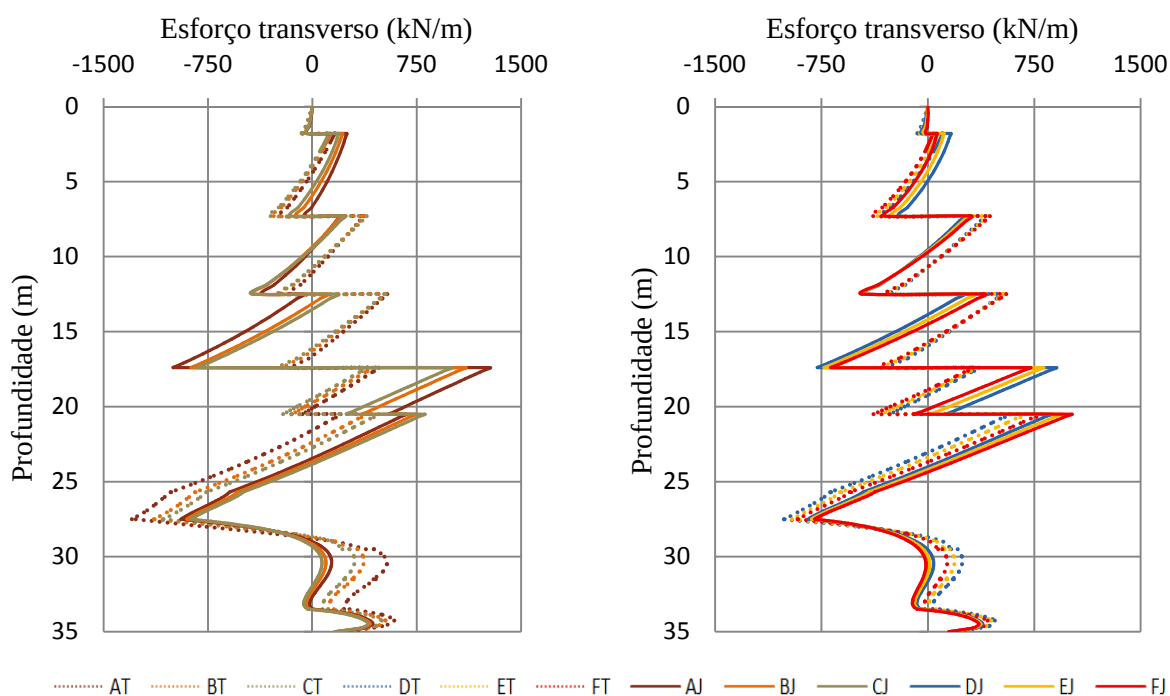


Figura 3.83 – Diagrama de esforço transverso na última fase construtiva da Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.

Relativamente aos momentos flectores de dimensionamento, ou seja à envolvente de momentos flectores verifica-se a mesma tendência identificada nos momentos flectores presentes na última fase construtiva. A Figura 3.84 é elucidativa da envolvente de momentos flectores para cada um dos cálculos efectuados, de AT a FT e de AJ a FJ.

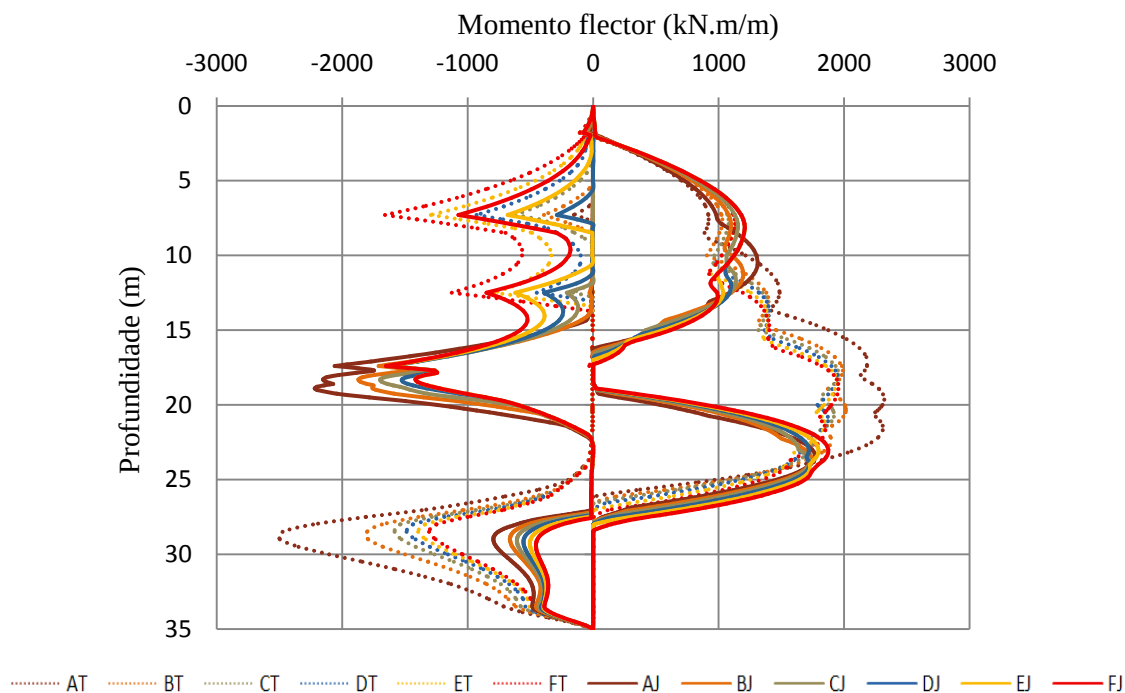


Figura 3.84 – Envolvente de momentos flectores da Escavação 2 para os cálculos AT a FT e AJ a FJ.

Como comentário aos esforços da parede moldada, constata-se que a envolvente dos momentos flectores na cortina apresenta, de certa forma, um aspecto atípico, materializado pela drástica quebra dos momentos positivos a meio da parede moldada. A presença da “laje” de *jet-grouting* é a causa deste comportamento. Como seria de esperar, ao nível da “laje” os esforços transversos são bastante elevados.

3.4.4.4. Pressões de terras

A existência de tratamento do solo possibilita menores deslocamentos e consequentemente maiores pressões de terras sobre a parede moldada. Na Figura 3.85 ilustram-se as pressões de terras sobre a parede moldada em 4 cálculos, DT, DJ, FT e FJ.

Existe para os cálculos com “laje” de *jet-grouting* uma maior pressão de terras entre os 10 m e os 20 m de profundidade, mas a partir dos 24 m de profundidade as pressões de terras são coincidentes nos dois pares de cálculos.

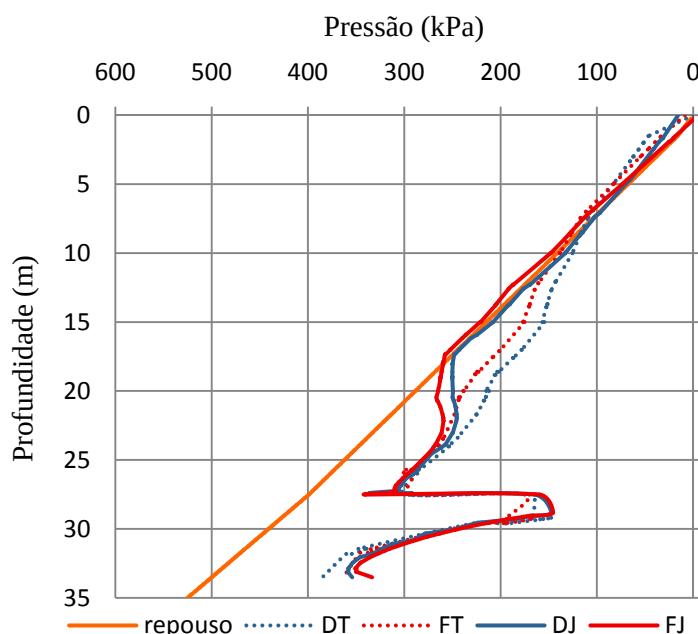


Figura 3.85 – Pressões de terras na Escavação 2 para os cálculos DT, FT, DJ e FJ.

As pressões no cálculo DJ e FJ permanecem coincidentes com as pressões de repouso até cerca dos 18 m de profundidade. A descontinuidade presente aos 27,5 m de profundidade é fruto da presença de um camada com melhores características que as restantes.

3.4.4.5. Escavação com seis níveis de escoras

No presente subcapítulo compara-se a introdução da “laje” de *jet-grouting*, na posição anteriormente definida, com uma solução que não possui *jet-grouting* mas sim mais um nível de escoras na zona mais deslocada da parede moldada. Desta forma, o faseamento construtivo desta escavação com seis níveis de apoios é alterado a partir da fase 5. Este novo faseamento está descrito no Quadro 3.27.

Quadro 3.27 – Faseamento construtivo da escavação com seis níveis de escoras.

Fase 6: Escavação até aos 13 m de profundidade.	Fase 7: Colocação do 3º nível de escoras a 11,8 m de profundidade.
Fase 8: Escavação até aos 17 m de profundidade.	Fase 9: Colocação do 4º nível de escoras a 15,8 m de profundidade.
Fase 10: Escavação até aos 20,5 m de profundidade.	Fase 11: Colocação do 5º nível de escoras a 19,3 m de profundidade.
Fase 11: Escavação até aos 23,5 m de profundidade.	Fase 12: Colocação do 6º nível de escoras a 22,3 m de profundidade.
Fase 13: Escavação até aos 25,7 m de profundidade.	

Apenas se vai efectuar uma comparação para o caso de não se usar pré-esforço (cálculo AT) e um pré-esforço de 180 kN/m na primeira escora e 1000 kN/m nas restantes (cálculo FT). Esta escavação com seis níveis é mencionada pela sigla AT6 e FT6. As diversas curvas de deslocamento horizontal estão representadas na Figura 3.86.

Comparando as soluções AT-AT6 e FT-FT6 constata-se, como seria de esperar, que as soluções com seis níveis de escoras apresentam um menor deslocamento horizontal. Esta redução é tanto maior quanto maior é o pré-esforço. No entanto, estes menores deslocamentos horizontais não são suficientes para colocarem em dúvida a solução da “laje” de *jet-grouting*. O Quadro 3.28 permite comparar o volume de solo deslocado nas análises estudadas.

Quadro 3.28 – Volume de solo deslocado na Escavação 2 nos cálculos AT, AT6, AJ, FT, FT6 e FJ.

	AT	AT6	AJ	FT	FT6	FJ
Volume de solo deslocado (m³/m)	1,89	1,82	1,03	0,68	0,52	0,29

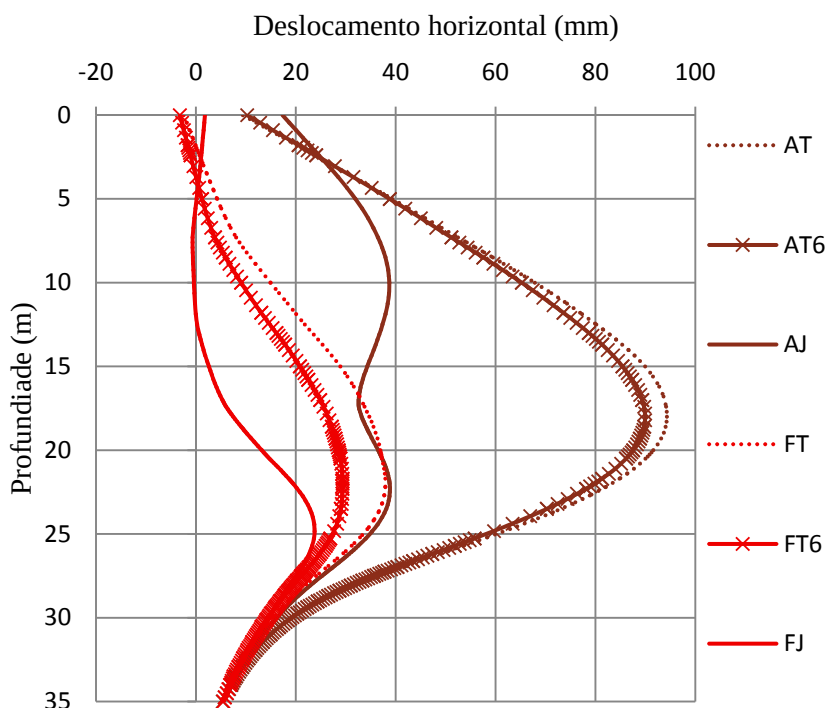


Figura 3.86 – Curva de deslocamentos horizontais na Escavação 2 para os cálculos AT, AT6, AJ, FT, FT6 e FJ.

Conclui-se, desta forma, que a solução de inserção de uma “laje” de *jet-grouting* na zona mais deslocada da parede moldada é melhor do que a colocação de um nível adicional de escoras nessa mesma zona. Isto deve-se ao facto de a “laje” estar presente desde o início até grande parte do processo construtivo.

3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo definiu-se todas as características do maciço e da estrutura de contenção que estão na base das duas escavações estudadas. Apresentou-se o modelo utilizado no software de elementos finitos e discutiu-se alguns resultados obtidos nas modelações efectuadas em solos de baixa resistência. As principais conclusões que se podem extrair são:

- num sistema de escoramento convencional, quando existe uma diferença significativa entre o pré-esforço do primeiro e o do segundo nível de escoras, se regista que na escavação posterior à colocação da segunda escora o primeiro nível tende a ficar sem carga (cálculos F a I); este facto provoca uma entrada da parede no terreno;
- a substituição deste primeiro nível de escoras por uma viga de suporte à laje de cobertura apresenta a vantagem de esta resistir a esforços de tracção; no entanto, a nível do controlo dos deslocamentos horizontais esta solução revela-se menos feliz, pois não consegue recuperar os deslocamentos horizontais causados pela primeira fase de escavação; os momentos negativos acima da base de escavação são agravados, devido à existência de mais uma força com o sentido do interior da escavação, devido às tracções na viga de suporte à laje de cobertura;
- tendo como base este aumento de deslocamento horizontal provocado pela inserção de viga de suporte à laje de cobertura, pensou-se em efectuar uma ligação do primeiro nível de escoras à parede; desta forma, este nível estará capacitado para resistir quer a esforços de compressão quer

de tracção e pode-se recuperar o deslocamento horizontal causado pela primeira fase de escavação; note-se que estas forças de tracção só ocorrem durante um determinado faseamento construtivo; é de notar que tal ligação não terá de ser muito resistente, visto que as forças de tracção mobilizadas são pequenas e provisórias; no entanto, esta solução permite que o topo da parede moldada não se desloque contra o maciço suportado, registando-se que a verticalidade da parede moldada é substancialmente melhorada;

- a incorporação de uma “laje” de *jet-grouting*, antes de realizar a escavação, revelou-se bastante proveitosa; com esta solução registou-se uma diminuição do deslocamento horizontal da parede bastante assinalável; obtiveram-se para a análise FJ valores de $\delta_{máx}^h/h$ de 0,09 % para as duas escavações e valores de $\delta_{máx}^v/h$ de 0,03 % e 0,02 %, respectivamente para a Escavação 1 e 2; é possível constatar que os resultados apresentados são muito positivos, tendo em conta as fracas características mecânicas do maciço suportado; a utilização de tratamento do solo possibilita a introdução de forças de pré-esforço menores no sistema de escoramento, a Figura 3.87 evidencia para a Escavação 2 os diagramas de pré-esforço para os dois melhores cálculos, em relação ao controlo dos deslocamentos horizontais da parede, nas análises com e sem *jet-grouting*;

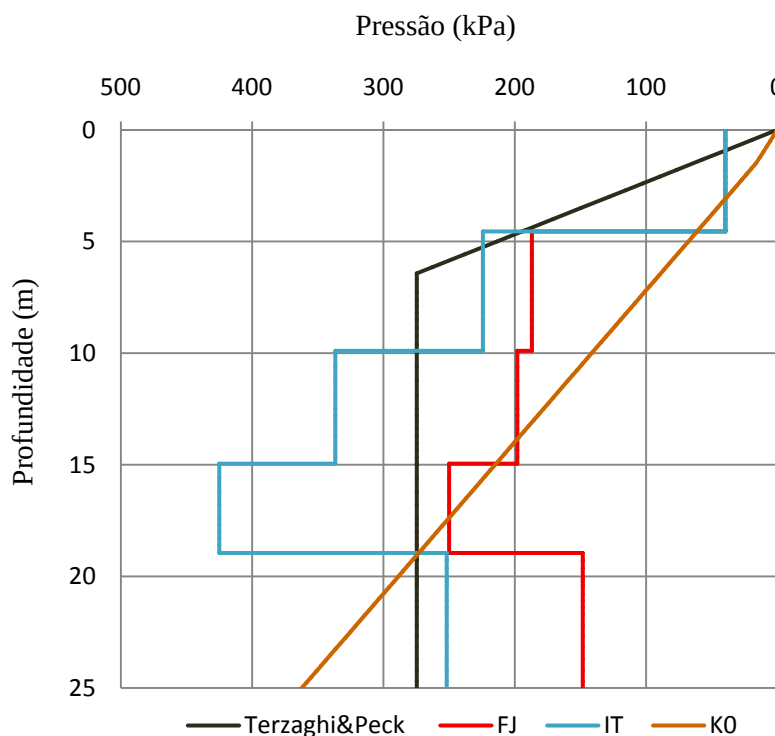


Figura 3.87 – Diagrama: da Pressão aparente proposto por Terzaghi & Peck; da pressão horizontal em repouso e do pré-esforço nos cálculos FJ e IT para a Escavação 2.

- na Escavação 2 a desmobilização da “laje” acima do fundo de escavação provoca um agravamento, bastante significativo, no 4º alinhamento vertical do escoramento, ou seja, na escora que está alocada imediatamente acima da “laje” de *jet-grouting*; esta escora terá que ser devidamente dimensionada para que consiga sustentar este aumento de força;
- em relação aos esforços na parede moldada a presença da “laje” de *jet-grouting* quer acima ou abaixo da base de escavação, mobiliza momentos flectores negativos nessa zona e esforços

transversos significativos; desta forma, o *jet-grouting* terá de ter resistência à compressão para conter esta mobilização horizontal; as pressões de terras sobre a parede crescem na zona onde o *jet-grouting* é aplicado devido ao menor deslocamento da parede moldada.

Deixa-se em aberto, no presente capítulo, o tema da melhor localização da “laje” de *jet-grouting*, assunto que vai ser objecto de análise no capítulo seguinte

4

ESTUDO SOBRE O NÍVEL MAIS CONVENIENTE PARA A “LAJE” DE SOLO TRATADO

4.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior estudou-se o comportamento estrutural da parede moldada com a localização da “laje” de *jet-grouting* numa determinada posição. A escolha desse local resultou de um estudo que é descrito no presente capítulo. Apresenta-se, em 4.2.1.e 4.2.2., uma análise da localização da “laje” de *jet-grouting* para as escavações anteriormente apresentadas, escavações 1 e 2.

Considerou-se, também, um novo maciço constituído por uma espessura diferente de solos moles. Enquanto nas escavações 1 e 2 a espessura de solos moles é de 27,5 m nesta será de 40 m. Estudam-se, nesta nova abordagem, cinco diferentes profundidades de escavação. O objectivo desta nova análise prende-se com a ambição de conseguir alargar um pouco a latitude do problema, tornando, deste modo o estudo mais completo. É de notar que nos cálculos efectuados não se usou pré-esforço no sistema de escoramento. O Quadro 4.1 apresenta as siglas das escavações estudadas e algumas das características gerais das diversas análises.

Quadro 4.1 – Características gerais das escavações estudadas.

Escavação	Prof. (m)	Esp. de solo mole (m)	Nº de níveis do sistema de escoramento	Espessura da parede moldada	Pré-esforço
1	18	27,5	3	1,0	-
2	25,7		5	1,0	-
E 12	12	40	2	1,0	-
E 18	18		3	1,0	-
E 25,7	25,7		5	1,2	-
E 32	32		7	1,2	-
E 38	38		9	1,2	-

Seria interessante neste capítulo conseguir traduzir o comportamento estrutural deste tipo de escavações de uma forma analítica e posteriormente incorporar a “laje” de *jet-grouting* nesse modelo matemático. Desta forma, seria possível identificar a melhor localização para a colocação do

jet-grouting. Porém, o comportamento destas obras é fortemente dependente de diversos factores que dificultam essa abordagem analítica. Alguns destes factores são:

- os maciços envolvidos na escavação;
- o faseamento construtivo;
- a profundidade de escavação;
- o pré-esforço usado;
- as condições de apoio do pé da cortina;
- a rigidez da cortina;
- as características do solo tratado.

Na impossibilidade de conseguir traduzir esta abordagem de forma analítica, o procedimento tomado para encontrar a melhor localização para a “laje” de *jet-grouting* foi efectuar um varrimento em profundidade e ir analisando qual a posição mais vantajosa relativamente aos deslocamentos horizontais, assentamentos e distorções angulares da superfície suportada.

Note-se que as características utilizadas para o solo tratado foram um módulo de deformabilidade de 1 GPa e uma resistência à compressão de 3,5 MPa. De salientar que nas abordagens que vão ser utilizadas não se inclui pré-esforço nas escoras.

4.2. POSIÇÃO ÓPTIMA DA “LAJE” DE JET-GROUTING DAS ESCAVAÇÕES DO CAPÍTULO ANTERIOR

4.2.1. ESCAVAÇÃO 1

Tendo como objectivo encontrar o posicionamento óptimo para o tratamento do solo, optou-se primeiramente em estudar qual o comportamento da presente escavação sem a “laje” de *jet-grouting* durante o faseamento construtivo. A Figura 4.1 ilustra as respectivas curvas de deslocamento horizontal, apenas se representa as fases pares, pois as ímpares correspondem à colocação das escoras e não apresentam variações em relação à fase par anterior.

Constata-se que o máximo deslocamento horizontal é de 85 mm e se localiza acima da base de escavação, a cerca de 15,8 m de profundidade. Pensa-se, que o posicionamento do tratamento deverá ser abaixo da base de escavação pois, desta for, constitui um apoio permanente. É de notar que se o tratamento for efectuado na zona mais deslocada da parede, na hipótese de não se introduzir *jet-grouting*, terá de ser removido durante o faseamento construtivo.

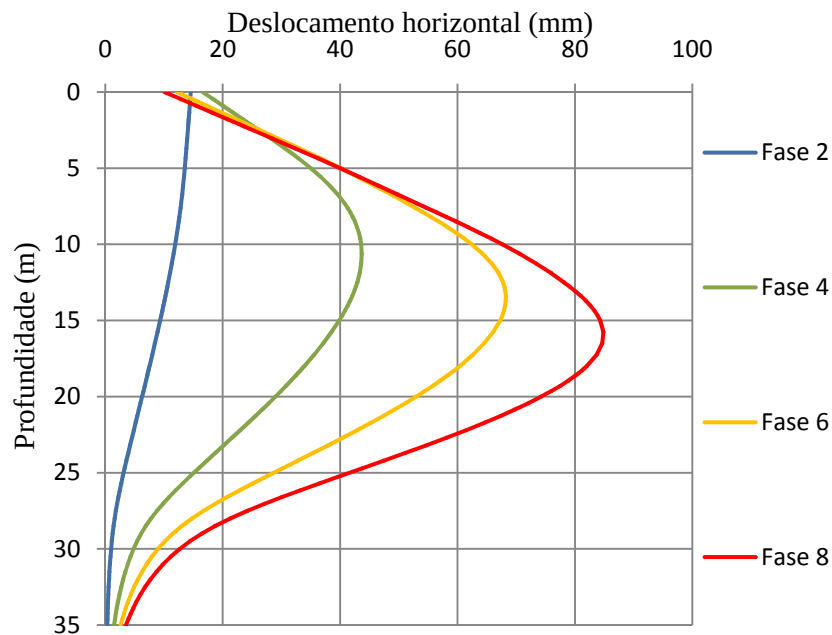


Figura 4.1 – Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na Escavação 1 sem introdução de tratamento.

Para se conhecer a melhor posição para a “laje” de *jet-grouting* optou-se por testar diversos posicionamentos e analisar as consequências relativamente aos movimentos da parede e do solo suportado. Na Figura 4.2 apresenta-se os deslocamentos horizontais da parede moldada para seis posições do solo tratado, nomeadamente três acima e três abaixo da base de escavação. A espessura definida para o tratamento de solo foi de 2 m.

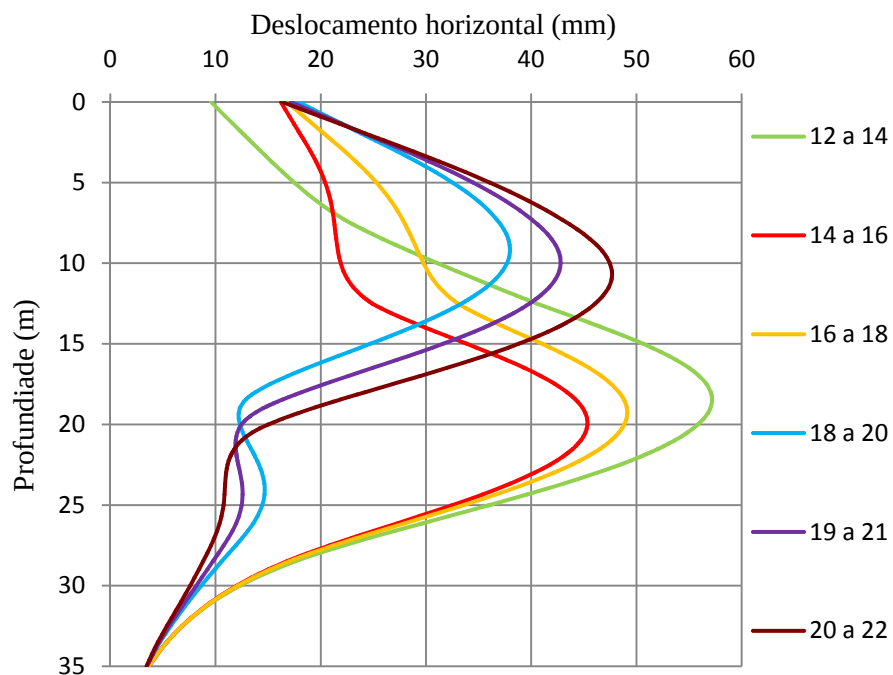


Figura 4.2 – Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na Escavação 1.

É possível constatar que a localização do tratamento acima do fundo de escavação conduz a menores deslocamentos horizontais nessa zona, mais precisamente entre a superfície e a profundidade de 12,5 m, enquanto o seu posicionamento abaixo da base de escavação conduz não só a menores deslocamentos abaixo da base de escavação mas também menores deslocamentos na terça parte inferior da profundidade escavada. Tendo em conta, unicamente, o deslocamento horizontal, o melhor posicionamento da “laje” de *jet-grouting* é entre os 18 e os 20 m de profundidade.

Relativamente aos assentamentos e às distorções angulares do terreno suportado a Figura 4.3 ilustra as implicações da localização da “laje” de *jet-grouting* em diferentes profundidades.

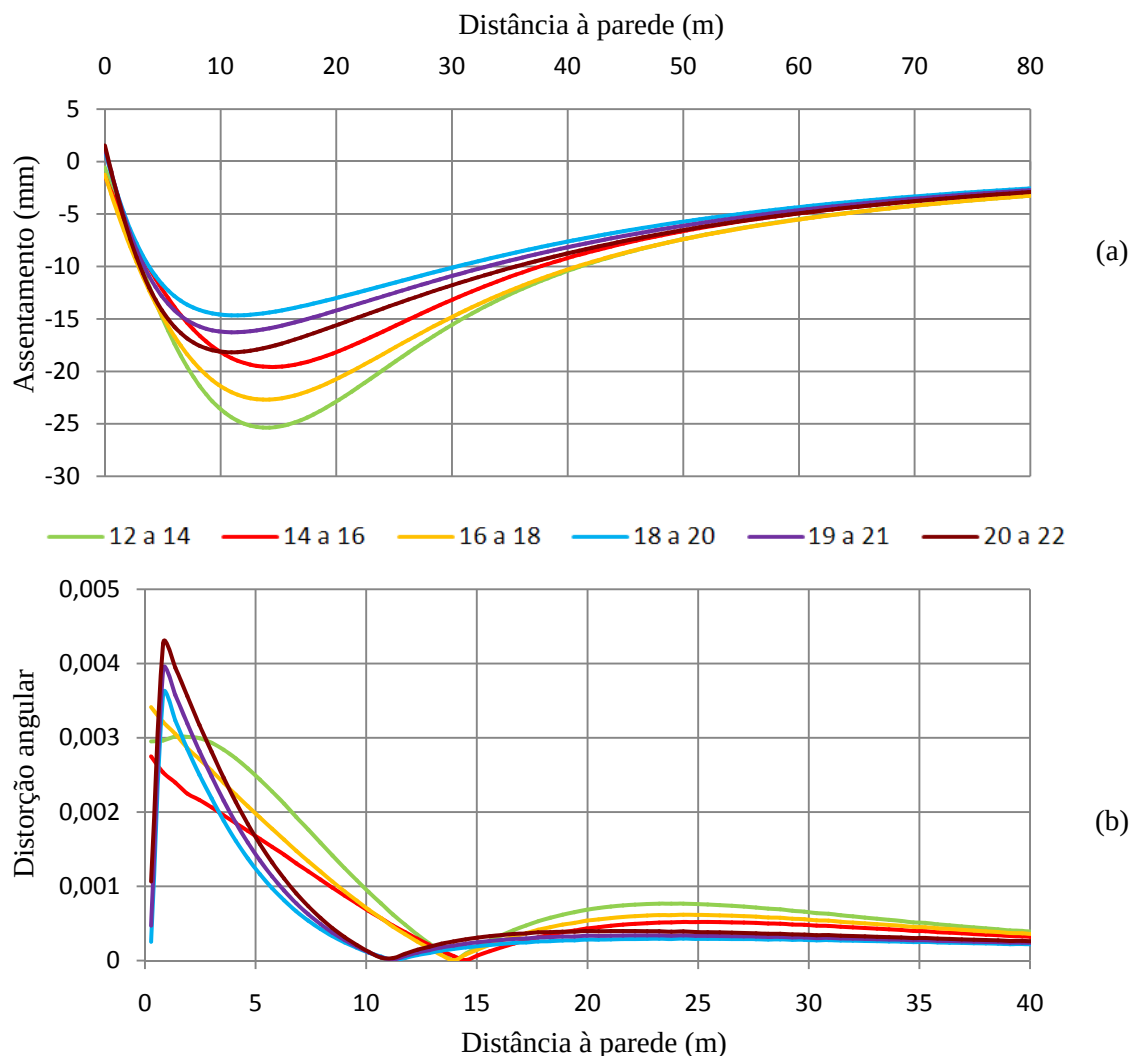


Figura 4.3 – Assentamentos da superfície (a) e distorções angulares (b) para os diversos posicionamentos do tratamento na Escavação 1.

De forma concomitante aos deslocamentos horizontais da parede moldada, a solução que provoca menos movimentos no solo é o posicionamento da “laje” de *jet-grouting* entre a profundidade dos 18 e 20 m. Nesta posição da “laje” os máximos assentamentos da superfície não ultrapassam os 15 mm.

Verifica-se que com a localização da “laje” abaixo do fundo de escavação o máximo assentamento de superfície ocorre mais próximo da parede moldada, comparativamente com a solução que incorpora o tratamento acima da base de escavação. Esta diferença é de cerca de 3 m. Isto ocorre porque quando a “laje” de *jet-grouting* constitui um apoio provisório, leia-se localizada acima da base de escavação, o aumento dos deslocamentos horizontais da parede moldada abaixo da base de escavação conduz a uma maior mobilização do terreno. Desta forma, o ponto de inflexão da curva de assentamentos localiza-se numa zona mais afastada da parede moldada.

Observe-se a Figura 4.4 que contém a coloração dos deslocamentos verticais do maciço para duas localizações da “laje” de *jet-grouting*, uma acima da base de escavação (entre os 12 m de profundidade e os 14 m) e uma baixo (entre os 18 m de profundidade e os 20 m). Nesta ilustração nota-se que existe maior mobilização do maciço suportado se a “laje” estiver colocada acima da base de escavação e, consequentemente, o ponto com máximo assentamento de superfície afasta-se em relação à parede moldada.

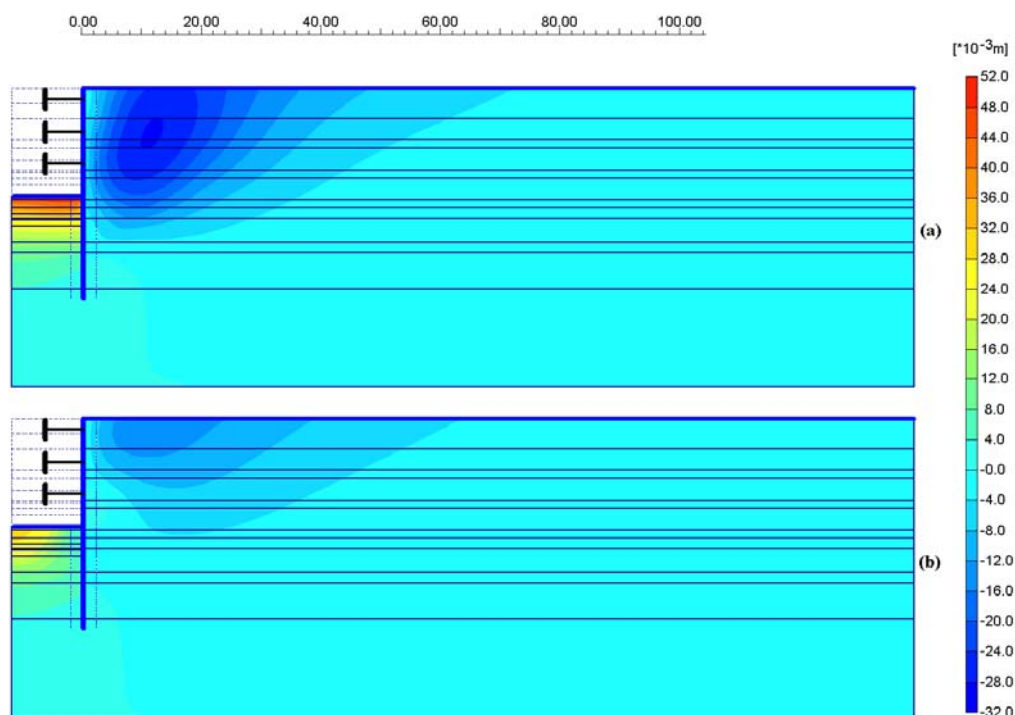


Figura 4.4 – Coloração dos deslocamentos verticais na Escavação 1 para o posicionamento da “laje” de *jet-grouting* entre os 12 e os 14 m de profundidade (a) e entre os 18 e os 20 m de profundidade (b).

Em relação às distorções angulares, a localização que menor distúrbio provoca no maciço suportada é, também, entre os 18 e os 20 m de profundidade. Note-se na Figura 4.3 (b) que o pico, a cerca de 1 m da parede moldada, exibido nas distorções angulares quando a “laje” está colocada abaixo da base de escavação é fruto do solo que, devido à proximidade com a parede moldada, sobe um pouco acima da linha de superfície. Isto só ocorre quando a “laje” está localizada abaixo da base de escavação, pois nos restantes casos os assentamentos são mais expressivos e desta forma este solo, que está próximo da parede moldada, também é afectado.

4.2.2. ESCAVAÇÃO 2

Tendo como finalidade encontrar a melhor solução para o tratamento com *jet-grouting*, analisou-se, primeiramente, quais os deslocamentos horizontais que a parede moldada exibia na hipótese de não se utilizar tratamento do solo. A Figura 4.5 é representativa dos deslocamentos horizontais da parede moldada durante o faseamento construtivo. A última fase é aquela que possui a maior deslocamento, cerca de 95 mm para uma profundidade de 18 m.

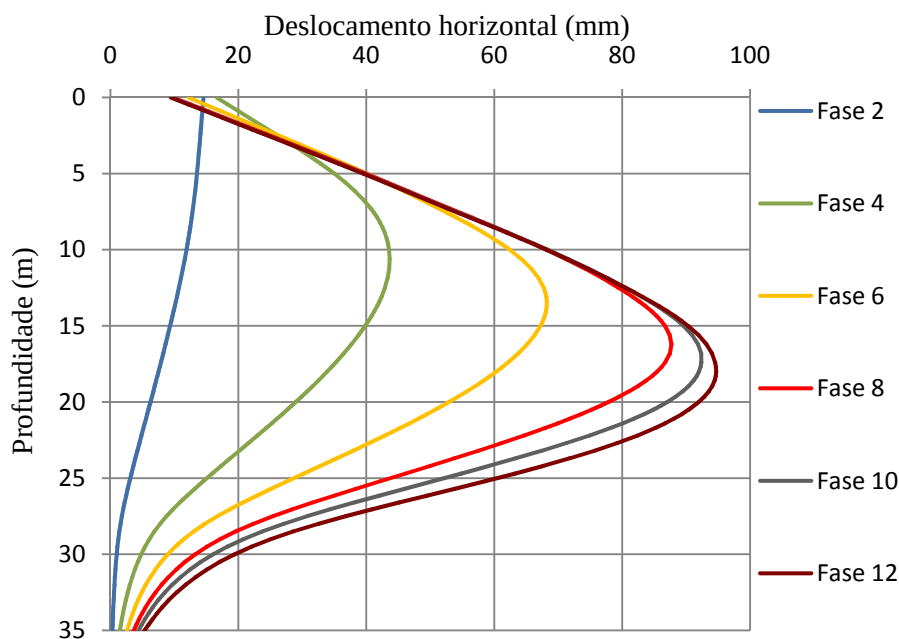


Figura 4.5 – Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na Escavação 2 sem introdução de tratamento.

Esta escavação, comparada com a anterior, apresenta uma profundidade escavada substancialmente superior. Desta forma, a espessura de solo argiloso brando presente abaixo do fundo de escavação é reduzida para apenas 1,8 m. À semelhança da metodologia adoptada na Escavação 1, fez-se um varrimento em profundidade, testando diversas posições para o tratamento. Estas simulações incidiram assim predominantemente acima do fundo de escavação, apenas se testando uma única localização abaixo deste fundo, entre os 25,7 e os 27,7 m.

A Figura 4.6 reflecte a interferência, nos deslocamentos horizontais da parede moldada, do nível da “laje” de *jet-grouting*. A primeira constatação a retirar é o completo desajustamento da colocação do tratamento com *jet-grouting* abaixo da base de escavação. Nesta hipótese o deslocamento horizontal é, unicamente, menor entre os 23 e os 35 m enquanto acima da base de escavação esta solução se apresenta bastante gravosa. Note-se que a solução de posicionamento entre os 23,7 e 25,7 m, apesar de constituir um apoio provisório, consegue mobilizar menores deslocamentos acima da base de escavação, nomeadamente acima dos 22 m de profundidade, do que o posicionamento entre os 25,7 a 27,7 m.

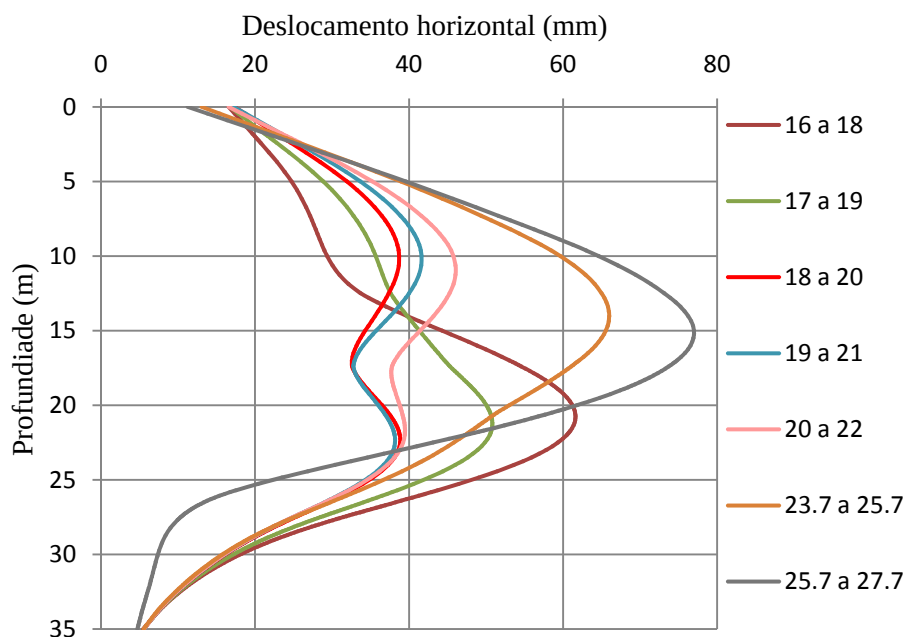


Figura 4.6 – Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na Escavação 2.

Desde cedo se detectou que a melhor localização do *jet-grouting* nesta escavação teria de ser acima da base de escavação. A princípio pensou-se que uma localização que abrangesse a zona mais deslocada se não existisse *jet-grouting* seria porventura a mais adequada. Ocorrendo tal ponto a 18 m de profundidade, uma “laje” entre os 17 e os 19 m de profundidade não é todavia a mais adequada. Com efeito, observando a Figura 4.6, constata-se que a curva de deslocamentos horizontais menos gravosa para a parede é aquela que correspondente a um posicionamento do *jet-grouting* entre os 18 e os 20 m de profundidade.

Observe-se a Figura 4.7 que contém as curvas de assentamentos e das distorções angulares da superfície referentes às diversas localizações do tratamento com *jet-grouting*. Verifica-se que a melhor solução, referente aos assentamentos da superfície e às distorções angulares, consiste na introdução deste apoio provisório entre os 18 e os 20 m de profundidade, seguindo-se a posição imediatamente abaixo, ou seja entre os 19 e os 21 m de profundidade.

Pensa-se que o faseamento construtivo, ou seja, o tardar da retirada da “laje” de *jet-grouting* desempenha um papel importante em todo este processo. A posição para a “laje” entre os 17 e os 19 m de profundidade representa a remoção desta na fase 8 (escavação até aos 18,6 m de profundidade), enquanto na posição entre os 18 e os 20 m e entre os 19 e os 21 m apenas é retirada, na totalidade, na fase 10 (escavação até aos 21,7 m de profundidade). Pensa-se que entre posições tão próximas, três soluções com “lajes” entre os 17 e os 21 m, este factor se revela de enorme importância. Isto mesmo pode ser comprovado examinando a Figura 4.8, em que representa os deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo, para o posicionamento da “laje” entre os 18 e os 20 m e entre os 17 e os 19 m de profundidade, é de notar que a fase 6 ilustrada se refere a ambas as localizações do tratamento. É evidente o acréscimo de deslocamento que ocorre entre a fase 8 e fase 10, nos dois casos. Por isso, a grande vantagem do posicionamento entre os 18 e os 20 m é a redução que se obtém na fase 8, pelo que o tardar a retirada do solo tratado se revela extremamente favorável.

Porém, este tardar tem de estar conjugado com uma localização óptima. Note-se que a posição da “laje” entre os 23,7 e os 25,7 m de profundidade apesar de permitir a remoção em fase construtiva mais avançada não representa qualquer vantagem na redução total dos movimentos associados à escavação.

De forma concomitante à curva dos assentamentos da superfície, as soluções que apresentam menores distorções angulares são aquelas em que a “laje” está entre os 18 e os 20 m de profundidade, como mostra a Figura 4.7 (b).

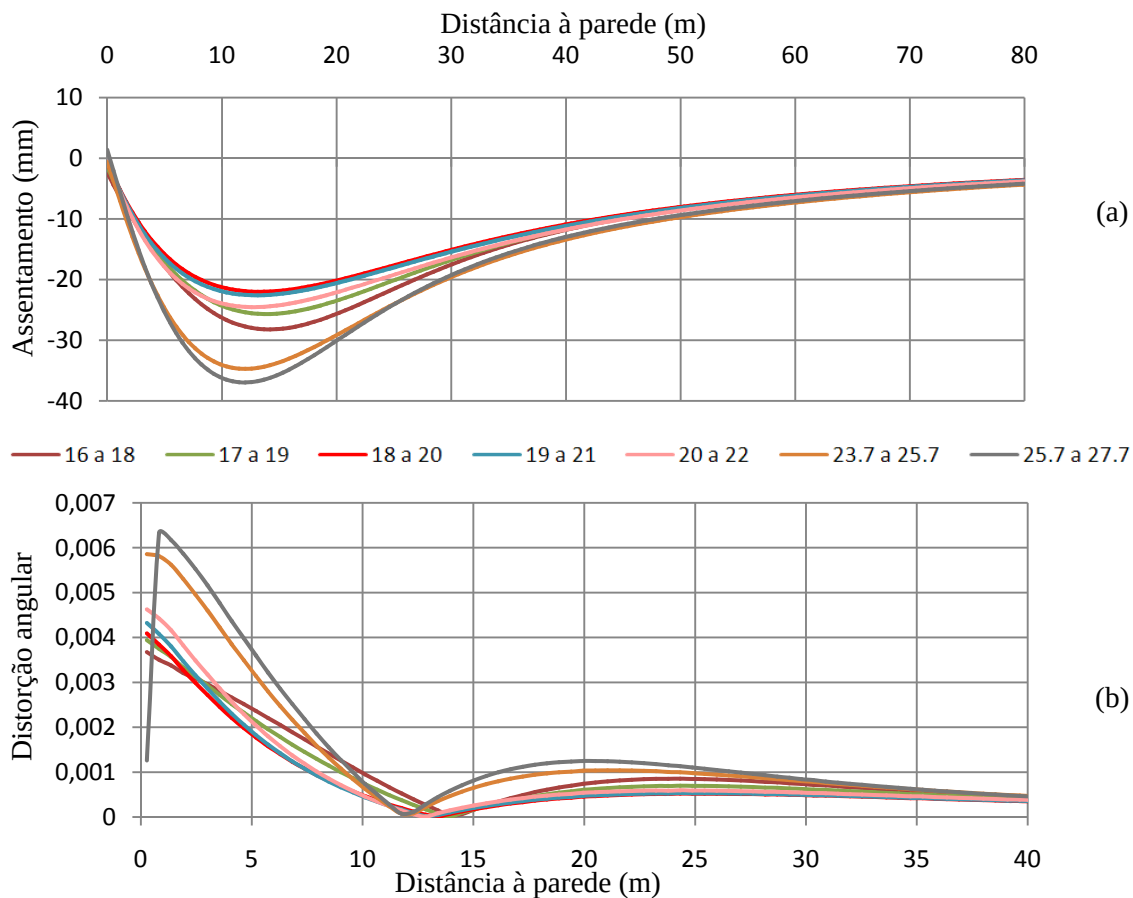


Figura 4.7 – Assentamentos da superfície (a) e distorções angulares (b) para os diversos posicionamentos do tratamento na Escavação 2.

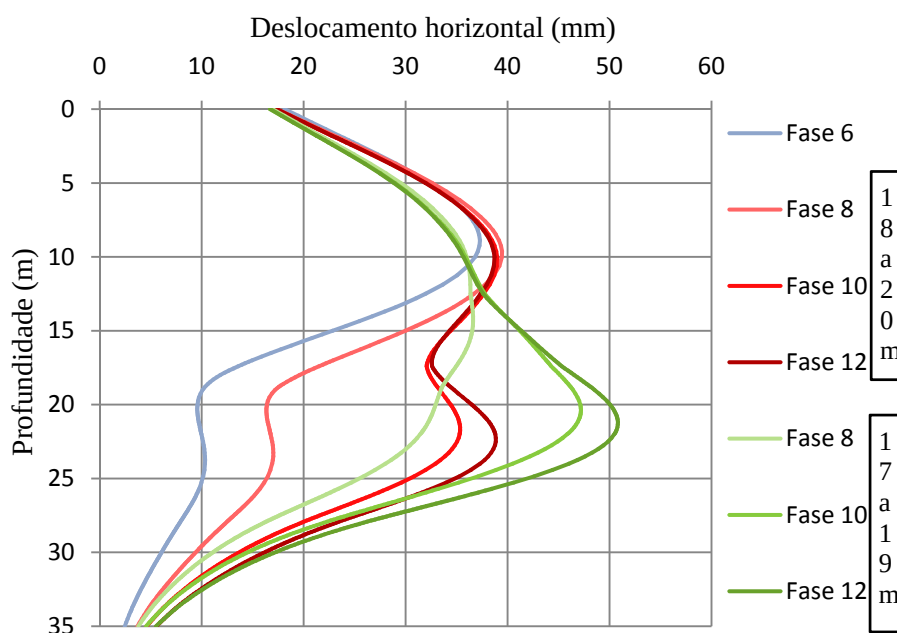


Figura 4.8 - Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo da Escavação 2 na hipótese de a “laje” estar situada entre os 18 e 20 m e entre os 17 e 19 m de profundidade.

Conclui-se, então, tendo como base a presente escavação, que quando se possui uma reduzida espessura de solo mole abaixo do fundo de escavação se desaconselha a implementação do tratamento do solo nessa zona. A melhor localização acima do fundo de escavação será próxima da zona mais deslocada da parede moldada, quando não existe solo tratado. Uma *nuance* que se registou nesta escavação é a influência do faseamento construtivo. Com efeito, se próximo da zona mais deslocada da parede existir uma determinada fase de escavação, é conveniente que a “laje” fique um pouco mais profunda, prolongando-se assim o efeito da mesma sobre a parede moldada.

4.3. GENERALIZAÇÃO DO ESTUDO DO POSICIONAMENTO DA “LAJE”

4.3.1. INTRODUÇÃO

Como foi mencionado atrás, depois de se analisar as duas escavações estudadas no Capítulo 3 procedeu-se a uma nova abordagem, tentando-se compreender melhor os aspectos relacionados com o melhor posicionamento da “laje” de *jet-grouting*. De seguida, descrevem-se as características de um novo maciço e da estrutura de suporte adoptada. Posteriormente aborda-se as questões relacionadas com cada escavação efectuada neste maciço e os respectivos resultados obtidos.

4.3.2. CARACTERÍSTICAS DAS ESCAVAÇÕES ESTUDADAS

Analisou-se um maciço composto por uma maior espessura de solos argilosos, com o substrato localizado a 40 m de profundidade. As características e o maciço das Escavações 1 e 2 correspondiam às condições geológico-geotécnicas da estação Terreiro do Paço, em Lisboa, esta nova abordagem representa um prolongamento das aluviões argilosas brandas com um aumento de c_u em profundidade sujeito à mesma lei.

A Figura 4.9 representa o maciço introduzido no programa de cálculo automático PLAXIS® e o Quadro 4.2 as características físicas e mecânicas dos diversos estratos. Adoptou-se que o nível freático se encontra a 1,5 m da superfície.

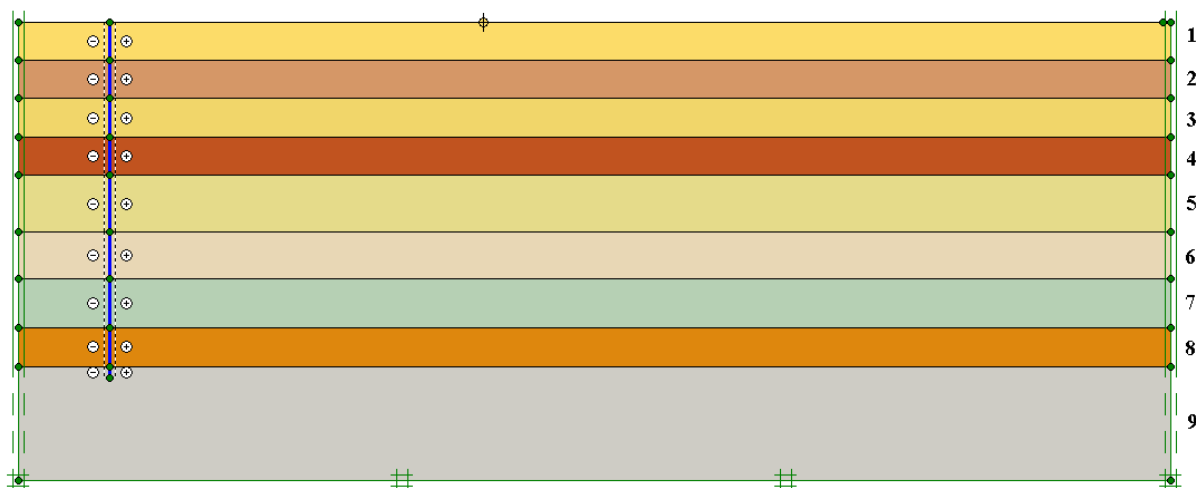


Figura 4.9 – Maciço utilizado na generalização do estudo do posicionamento da “laje”.

Quadro 4.2 – Características físicas e mecânicas dos diversos estratos que constituem o maciço estudado.

Estrato	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	E (kPa)	ν
1	0,0 a 5,0	18	37	14800	0,5
2	5,0 a 10,0	18	37	14800	0,5
3	10,0 a 15,0	18	45	18000	0,5
4	15,0 a 20,0	18	54	21600	0,5
5	20,0 a 27,5	18	62	24800	0,5
6	27,5 a 33,5	18	71	28400	0,5
7	33,5 a 40,0	18	79	31600	0,5
8	40,0 a 45,0	21,5	300	150000	0,5
9	45,0 a 60,0	21,5	400	500000	0,5

Para este maciço estudaram-se cinco escavações com diferentes profundidades, estas tomam as seguintes siglas E 12, E 18, E 25,7, E 32 e E 38, é de notar que o segundo elemento da sigla se refere à profundidade escavada.

Para cada uma das escavações estudadas usou-se um diferente sistema de escoramento, quer em número de elementos quer nas suas propriedades. O Quadro 4.3 apresenta para os diversos níveis constituintes do escoramento das escavações a rigidez axial introduzida no programa de elementos finitos. É de realçar que em alguns níveis se apresentam dois valores de rigidez axial diferentes para a

mesma escavação, isto deve-se ao facto de se ter realizado múltiplos cálculos com variação do tratamento em profundidade, ou seja, quando o tratamento está situado acima da base de escavação, o seu desmonte agrava a escora anterior. Quando isto ocorre usa-se a maior rigidez axial para aquele nível.

Quadro 4.3 – Características do sistema de escoramento para as escavações E 12, E 18, E 25,7, E 32 e E 38.

Níveis do Escoramento		1	2	3	4	5	6	7	8	9
E 12	EA (MN)	2656	3494	-	-	-	-	-	-	-
E 18	EA (MN)	2656	3494	3824	-	-	-	-	-	-
E 25,7	EA (MN)	2656	3494	3824 6118	5389 8622	5389 8622	-	-	-	-
E 32	EA (MN)	2656	3494	3824	5389	5389 13000	5389 14417	3824 14417	-	-
E 38	EA (MN)	2656	3494	3824	5389	5389 14417	5389 14417	5389 14417	5389 14417	3824 14417

As características da parede moldada, usadas no programa de cálculo, encontram-se expressas no Quadro 4.4. É de notar que a parede moldada apresenta um comprimento de 46,5 m, penetrando, desta forma, 6,5 m no substrato miocénico.

Quadro 4.4 – Características introduzidas no PLAXIS® para modelar a parede moldada.

	Escavações	
	E 12 e E 18	E 25,7, E 32 e E 38
Espessura (m)	1,0	1,2
E (GPa)	18	18
EA (MN/m)	18000	21600
EI (MN.m ² /m)	1500	2592
W (kN/m/m)	25	30

O faseamento construtivo destas escavações constitui um “upgrade” da escavação anterior, este encontra-se devidamente ilustrado para as cinco escavações no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Faseamento construtivo para as escavações E 12, E 18, E 25,7, E 32 e E 38.

Fase construtiva		Escavações afectadas				
		E 12	E 18	E 25,7	E 32	E 38
1	Instalação da parede moldada e do tratamento do solo	✓	✓	✓	✓	✓
2	Escavação até 2,4 m de profundidade	✓	✓	✓	✓	✓
3	Introdução do 1º nível de escoramento com eixo a 1,8 m de profundidade	✓	✓	✓	✓	✓
4	Escavação até 8,5 m de profundidade	✓	✓	✓	✓	✓
5	Introdução do 2º nível de escoramento com eixo a 7,3 m de profundidade	✓	✓	✓	✓	✓
6	Escavação até 12 m de profundidade	✓	-	-	-	-
	Escavação até 13,7 m de profundidade	-	✓	✓	✓	✓
7	Introdução do 3º nível de escoramento com eixo a 12,5 m de profundidade	-	✓	✓	✓	✓
8	Escavação até 18 m de profundidade	-	✓	-	-	-
	Escavação até 18,6 m de profundidade	-	-	✓	✓	✓
9	Introdução do 4º nível de escoramento com eixo a 17,4 m de profundidade	-	-	✓	✓	✓
10	Escavação até 21,7 m de profundidade	-	-	✓	✓	✓
11	Introdução do 5º nível de escoramento com eixo a 20,5 m de profundidade	-	-	✓	✓	✓
12	Escavação até 25,7 m de profundidade	-	-	✓	✓	✓
13	Introdução do 6º nível de escoramento com eixo a 24,5 m de profundidade	-	-	✓	✓	✓
14	Escavação até 29,5 m de profundidade	-	-	✓	✓	✓
15	Introdução do 7º nível de escoramento com eixo a 28,3 m de profundidade	-	-	✓	✓	✓
16	Escavação até 32 m de profundidade	-	-	✓	-	-
	Escavação até 32,5 m de profundidade	-	-	-	✓	✓
17	Introdução do 8º nível de escoramento com eixo a 28,3 m de profundidade	-	-	-	✓	✓
18	Escavação até 36 m de profundidade	-	-	-	✓	✓
19	Colocação do 9º nível de escoras a 34,8 m	-	-	-	✓	✓
20	Escavação até 38 m de profundidade	-	-	-	✓	✓

4.3.3. ESCAVAÇÃO E 12

Nesta escavação com cerca de 28 m de espessura de estrato argiloso situado abaixo da base de escavação, torna-se evidente que é abaixo desta base que a presença da “laje” de *jet-grouting* se torna aconselhável. O aspecto pertinente desta simulação é saber a que profundidade abaixo do fundo de escavação é que a “laje” é mais eficaz.

Analisando, em primeiro lugar, o deslocamento horizontal na hipótese de não se introduzir a tratamento de solo tem-se as curvas de deslocamento horizontal ao longo do faseamento construtivo apresentadas na Figura 4.10. Constata-se, como se antevia, que a zona mais deslocada se encontra abaixo da base de escavação. O deslocamento horizontal máximo é de 62 mm e ocorre aproximadamente aos 14 m de profundidade.

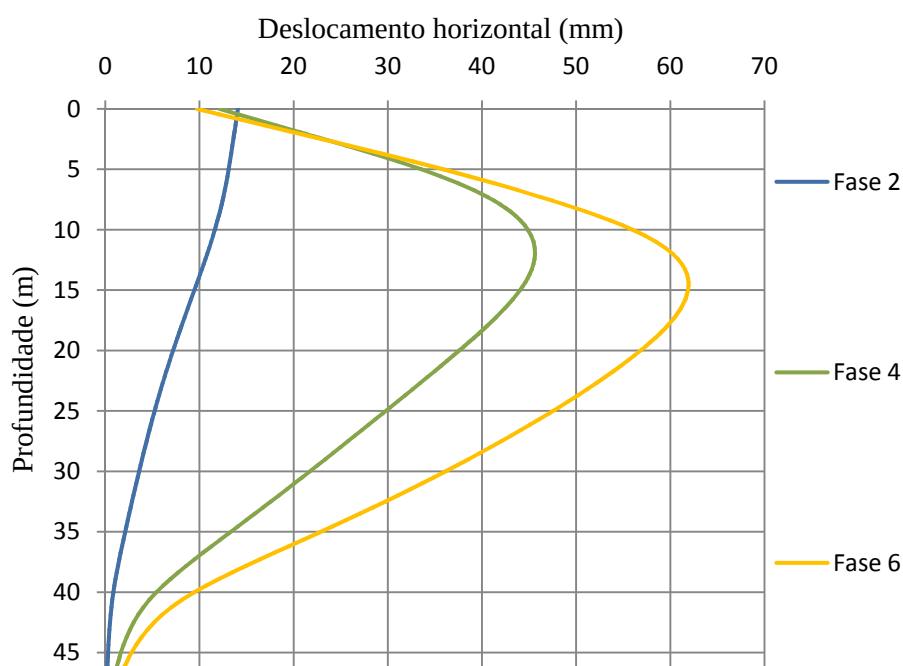


Figura 4.10 – Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na escavação E 12 sem introdução de tratamento.

Simulou-se oito posições para colocação da “laje” de *jet-grouting*, note-se que se considerou que o melhoramento do solo possui uma espessura de 2 m. As posições variam entre os 12 m e os 21 m. Observe-se na Figura 4.11 os resultados obtidos no que concerne aos deslocamentos horizontais de parede moldada.

Regista-se uma minoração do deslocamento horizontal para qualquer posicionamento da “laje” de *jet-grouting* (compare-se a Figura 4.10 com a Figura 4.11). No entanto, regista-se uma tendência de que quando menos profundo estiver o tratamento menor o deslocamento horizontal acima da base de escavação e maior abaixo desta. A presença do solo tratado é facilmente identificada pela observação da zona menos deslocada horizontalmente. No que diz respeito aos deslocamentos horizontais conclui-se que as localizações entre 12 e 14 m e entre 13 e 15 m são muito equivalentes: a primeira tem ligeiras melhorias acima da base de escavação e a segunda abaixo da base de escavação.

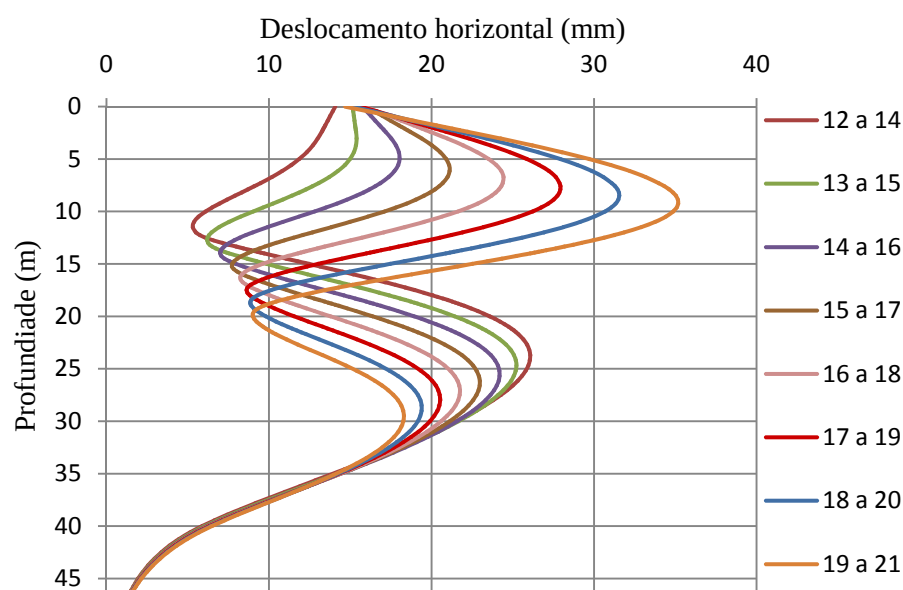


Figura 4.11 – Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 12.

Analisando os assentamentos da superfície suportada iguais conclusões se retiram. Com o aumento da profundidade da “laje” de *jet-grouting* a curva de assentamentos é agravada, ou seja o volume de solo deslocado é maior. A Figura 4.12 é ilustrativa desta tendência. É de notar que o aumento da profundidade do tratamento até aos 18 m, medidos no eixo da “laje”, apenas provoca aumentos dos assentamentos até uma distância de 28 m em relação à parede moldada.

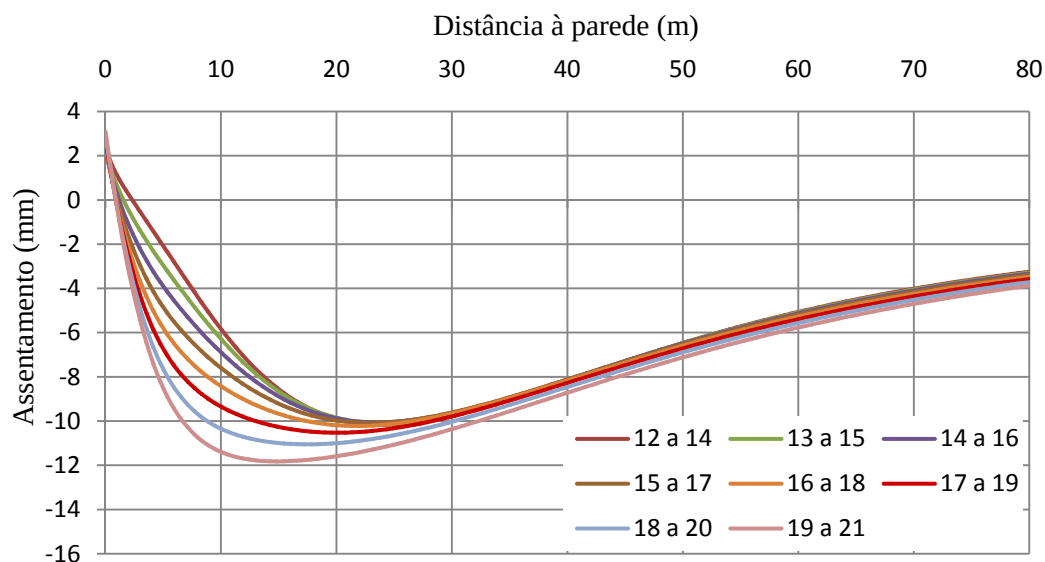


Figura 4.12 – Assentamentos da superfície para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 12.

Conclui-se que nesta escavação em que o máximo deslocamento se encontra abaixo do fundo de escavação (quando não se utiliza o tratamento por *jet-grouting*) se deve reforçar essa mesma zona. O

posicionamento mais eficaz é imediatamente a seguir ao fundo de escavação (dos 12 m aos 14 m) ou no escalão posterior (dos 13 m aos 15 m).

4.3.4. ESCAVAÇÃO E 18

Para a escavação com 18 m de profundidade vai, primeiramente, analisar-se a curva dos deslocamentos horizontais, sem colocação da “laje” de *jet-grouting*. A Figura 4.13 é ilustrativa das curvas dos deslocamentos horizontais ao longo das diversas fases construtivas.

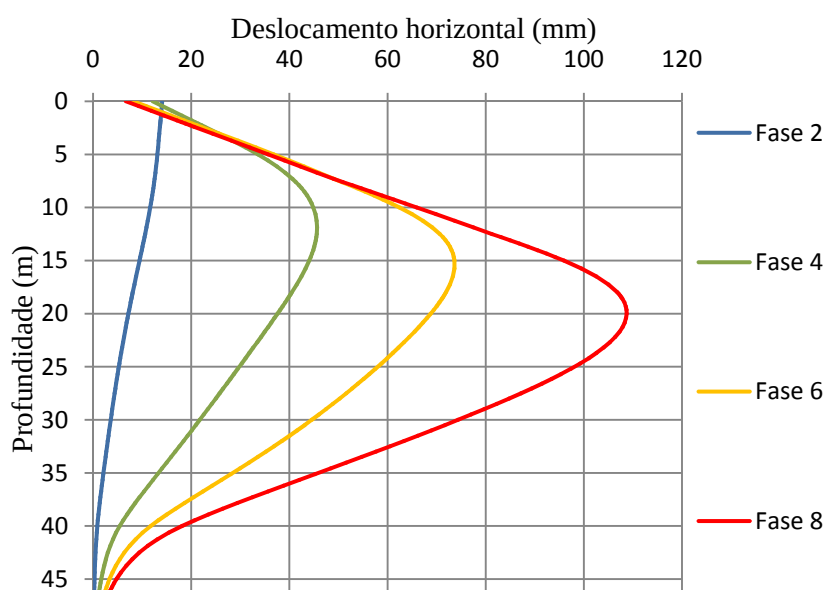


Figura 4.13 – Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na escavação E 18 sem introdução de tratamento.

Regista-se que o máximo deslocamento horizontal continua localizada abaixo do fundo de escavação, fenómeno corrente neste tipo de escavações quando existe um espesso estrato de material argiloso brando abaixo da base de escavação. A zona mais deslocada atinge a amplitude de 108 mm e localiza-se a 20 m de profundidade.

De modo análogo ao abordado anteriormente considerou-se a colocação da “laje” de 2 m de espessura em sete níveis distintos situados abaixo da base de escavação.

As sete posições do tratamento por *jet-grouting* variam entre os 18 m e os 26 m de profundidade. A Figura 4.14 traduz a influência destas localizações nas curvas dos deslocamentos horizontais.

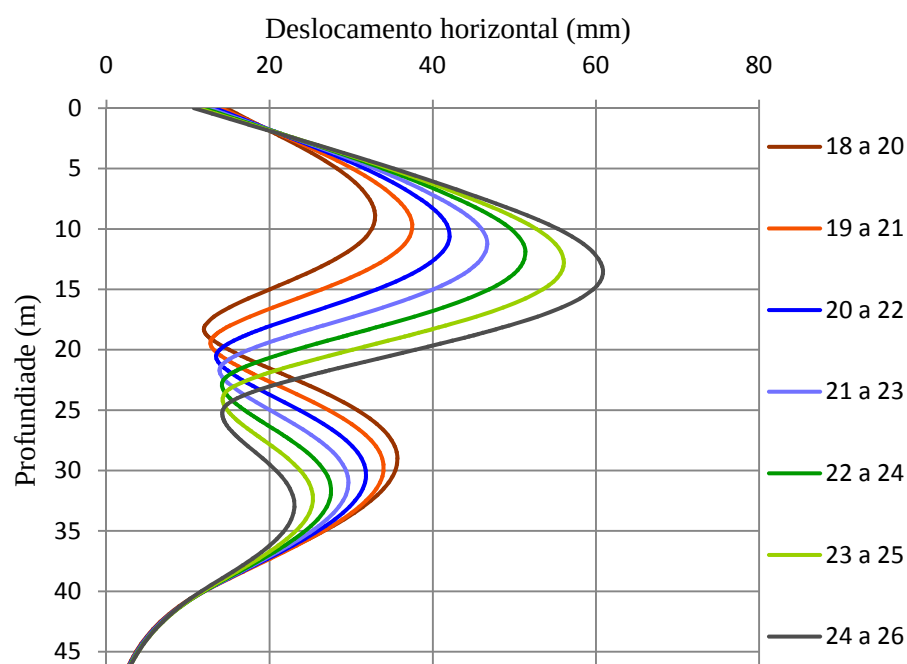


Figura 4.14 - Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 18.

Constata-se, à semelhança dos resultados apresentados anteriormente, que quanto menos profunda está localizada a “laje” de solo tratado menores são os deslocamentos acima da base de escavação e maiores são abaixo desta. Quando se aumenta a profundidade da “laje” de *jet-grouting* o ganho com minimização do deslocamento horizontal registado abaixo da base de escavação, não é suficiente para justificar o acréscimo de deslocamento horizontal acima desta base. Assim sendo, a posição mais vantajosa é entre os 18 m e os 20 m de profundidade, seguindo-se a opção entre os 19 m e os 21 m de profundidade.

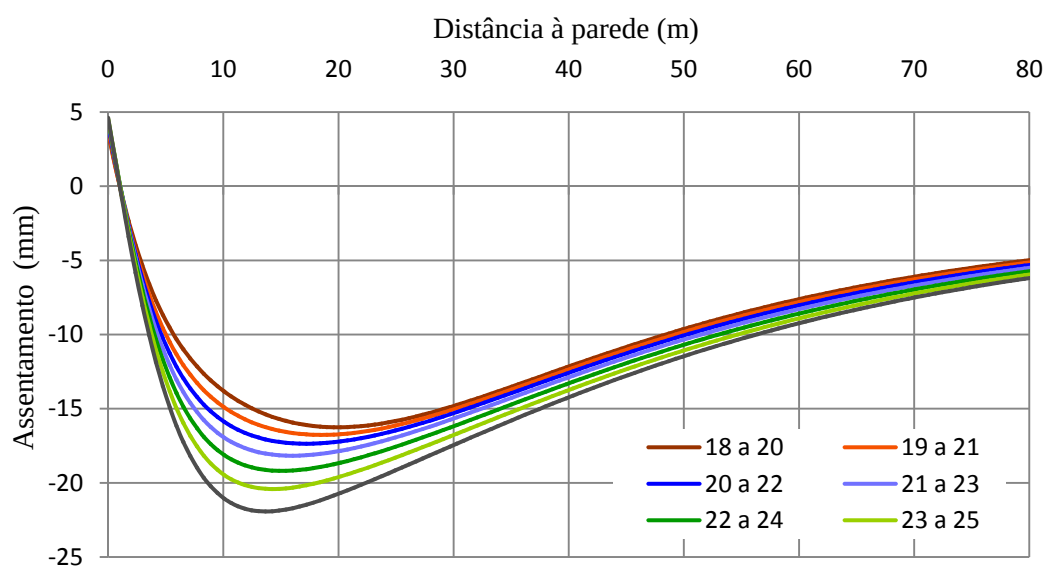


Figura 4.15 – Assentamentos da superfície para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 18.

À semelhança da escavação com 12 m de profundidade o máximo deslocamento horizontal, não utilizando *jet-grouting*, localiza-se cerca de 2 m abaixo da base de escavação. Desta forma, as melhores posições para introduzir a “laje” de *jet-grouting* são imediatamente abaixo da plataforma escavada. Este facto é uma consequência da existência de 22 m de solo argiloso abaixo da base de escavação.

4.3.5. ESCAVAÇÃO E 25,7

Nesta escavação a profundidade escavada aumenta para 25,7 m e, consequentemente, reduz-se a espessura de solos moles abaixo da base de escavação, para 14,3 m. Faz assim sentido simular a introdução de tratamento do solo, também, acima do fundo de escavação. Quando isto acontece é necessário ter precaução com, principalmente, a escora que está imediatamente acima do solo tratado, porque quando este é retirado a força nesse escoramento sobe consideravelmente. Assim sendo nessa situação usa-se a rigidez axial maior, presente no Quadro 4.3.

Sem introduzir a “laje” de *jet-grouting* o máximo deslocamento horizontal é de 149 mm e ocorre junto à base de escavação, como mostra Figura 4.16.

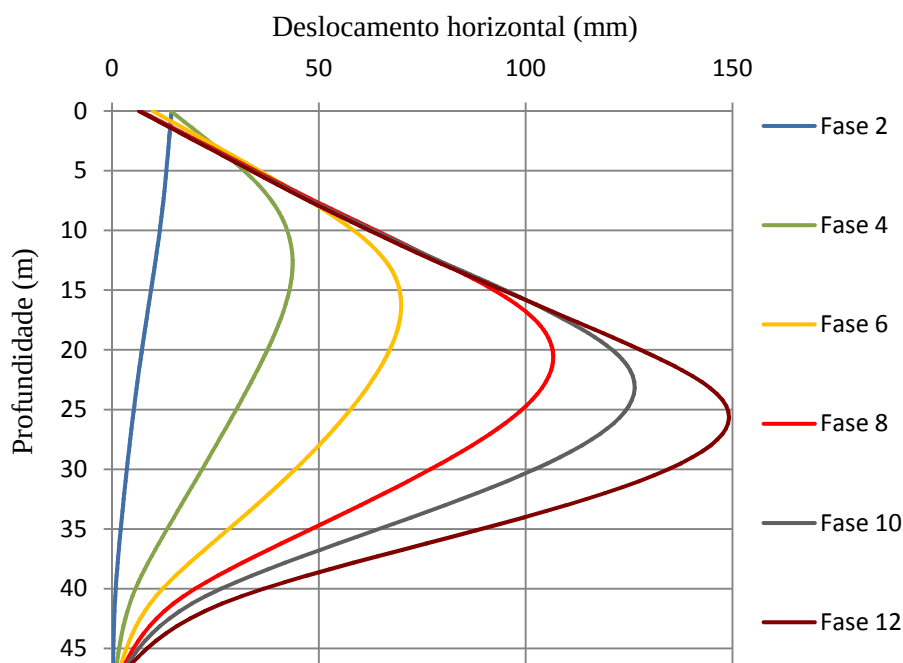


Figura 4.16 - Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na escavação E 25,7 sem introdução de tratamento.

Tendo em conta estas curvas do deslocamento horizontal da parede, procedeu-se à realização de oito cálculos em que quatro deles simulam a presença da “laje” acima da base de escavação. Os resultados, no que concerne aos deslocamentos horizontais, encontram-se na Figura 4.17.

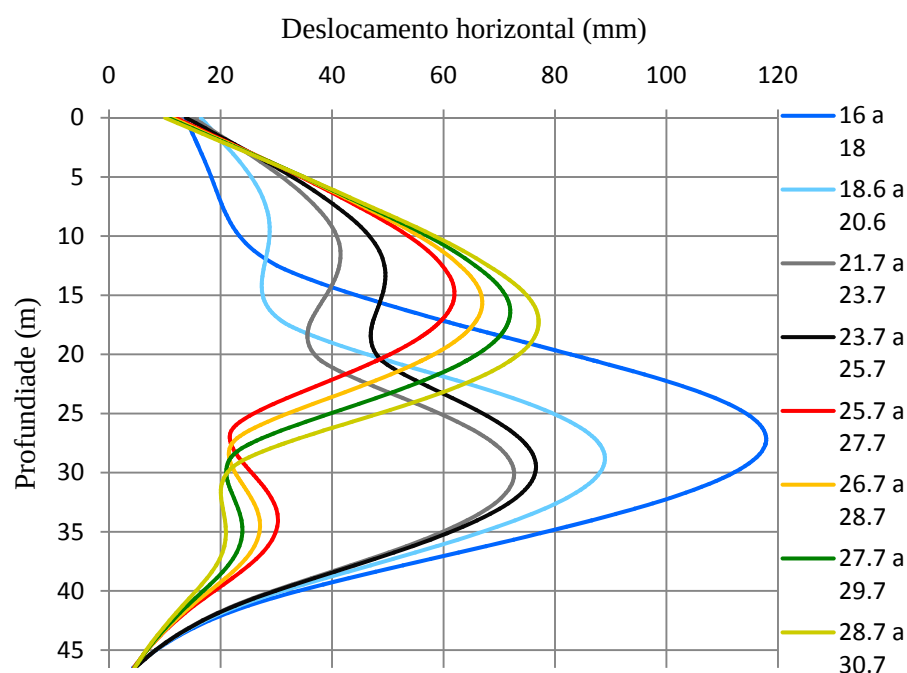


Figura 4.17 – Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 25,7.

É possível constatar dois comportamentos completamente distintos, dependendo se o tratamento é aplicado acima ou abaixo da base de escavação. Se a “laje” é colocada abaixo do fundo de escavação tem-se aquele comportamento já analisado nas escavações E 12 e E 18: quanto mais profunda estiver a “laje”, melhor o comportamento da zona inferior da parede e pior o comportamento acima do fundo de escavação. Na hipótese de se introduzir o *jet-grouting* de forma provisória, ou seja, colocado acima da base de escavação, o comportamento é mais irregular, prejudicando, de forma severa, os deslocamentos horizontais abaixo do fundo de escavação.

Constata-se da análise das curvas do deslocamento horizontal que a melhor solução aparenta ser aquela que, mais uma vez, mobiliza o *jet-grouting* de forma permanente e com a menor profundidade possível.

Em relação aos assentamentos da superfície a mesma tendência é evidenciada como mostra a Figura 4.18: a localização da “laje” imediatamente abaixo do fundo de escavação é aquela que se apresenta mais proveitosa.

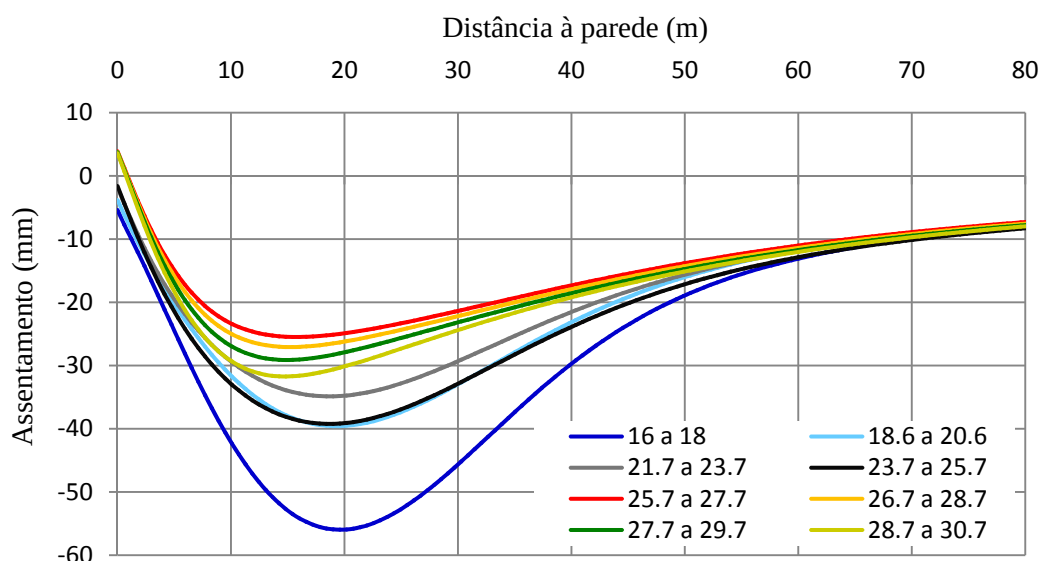


Figura 4.18 - Assentamentos da superfície para os diversos posicionamentos do tratamento na E 25,7.

Comparativamente com a escavação de 18 m, a presente escavação de 25,7 m de profundidade tem uma espessura de solo mole, localizado abaixo da base de escavação, naturalmente menor. Esta escavação retira, em altura, cerca de 64 % de solo mole, enquanto a escavação de 18 m retira apenas 45 %. No entanto, a localização mais vantajosa continua a ser imediatamente abaixo do fundo de escavação. É de realçar, que nesta escavação o máximo deslocamento horizontal da parede moldada, se não se utilizar *jet-grouting*, ocorre precisamente nesta zona. Desta forma, nas escavações E 12, E 18 e E 25,7 há uma correspondência entre o máximo deslocamento da parede moldada, na hipótese de não se utilizar *jet-grouting*, e o posicionamento “ótimo” para a “laje”.

4.3.6. ESCAVAÇÃO E 32

Aumentando, ainda mais, a profundidade escavada na tentativa de encontrar uma fronteira de posicionamento da “laje” de *jet-grouting* surge esta escavação com 32 m de profundidade, com sete níveis de escoramentos. À semelhança da escavação anterior, se a “laje” estiver situada acima da base da escavação a escora imediatamente anterior à laje terá de possuir a maior rigidez expressa no Quadro 4.3.

Não utilizando tratamento o máximo deslocamento horizontal (167 mm) da presente escavação situa-se acima da base de escavação como mostra a Figura 4.19. Recorde-se que neste estudo a redução de estrato mole abaixo da base de escavação é significativa, existindo apenas 8 m de aluviões, cerca de 20 % da espessura total de solo mole.

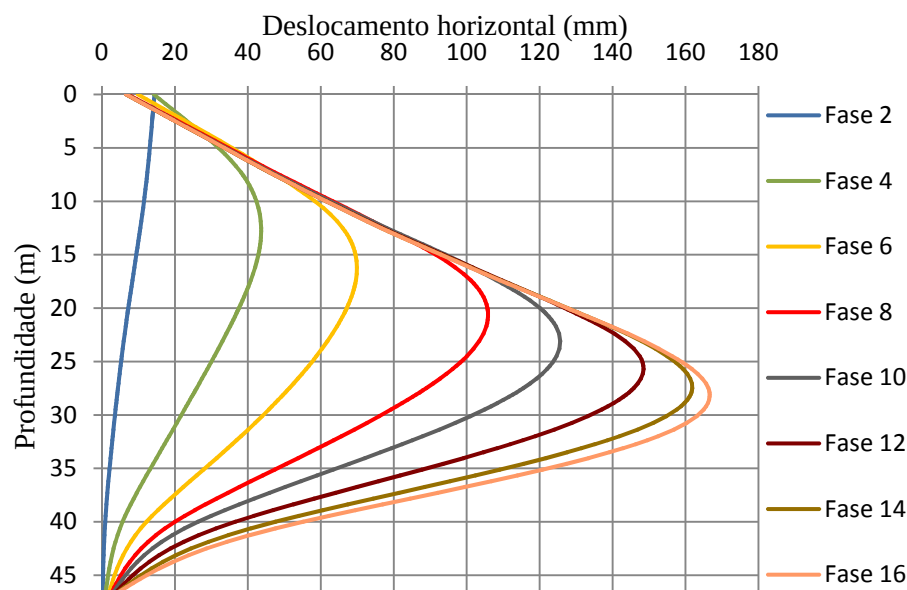


Figura 4.19 - Deslocamentos horizontais durante o faseamento construtivo na escavação E 32 sem introdução de tratamento.

Tendo em conta este comportamento, simulou-se a presença do tratamento acima e abaixo da base de escavação. Testaram-se quatro posicionamentos acima da base de escavação e três abaixo desta. Os resultados obtidos encontram-se na Figura 4.20.

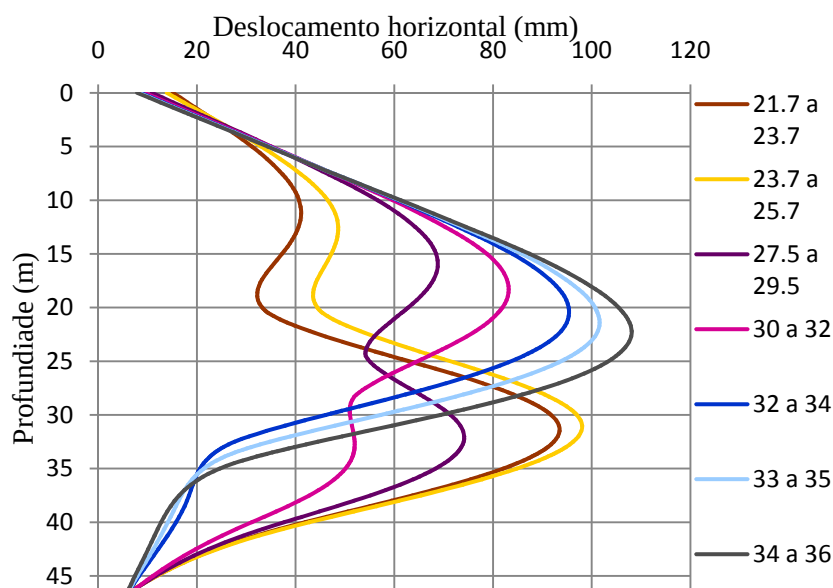


Figura 4.20 – Deslocamentos horizontais para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 32.

Cada uma destas soluções apresenta vantagens parciais, não sendo evidente qual a solução mais vantajosa. Ou seja, não é evidente se a opção acima da base é melhor ou pior do que a solução abaixo

da base de escavação. É possível constatar que as soluções de tratamento acima da base de escavação controlam de forma mais eficaz os deslocamentos horizontais nessa zona.

Pelo exame das curvas de deslocamentos horizontais as soluções que são menos eficazes são aquelas em que a “laje” esta posicionada entre os 34-36 m, 33-35 m e 23,7-25,7 m de profundidade. Verifica-se, desta forma, que a posição da “laje” abaixo da base de escavação se torna menos atractiva, já só existindo uma posição potencialmente vantajosa, que é entre os 32 e os 34 m.

Explorando um pouco mais as diversas soluções, apresenta-se na Figura 4.21 as curvas de assentamento e de distorção angular da superfície.

No que concerne aos assentamentos da superfície (Figura 4.21 (a)), verifica-se que entre os 5 e os 20 m de distância à parede a solução entre os 21,7 e os 23,7 m é a que se apresenta mais vantajosa. No entanto, entre os 20 e os 50 m de distância já não é a mais eficaz. As soluções entre os 27,5-29,5 m, 30-32 m e 32-34 m são bastante equilibradas.

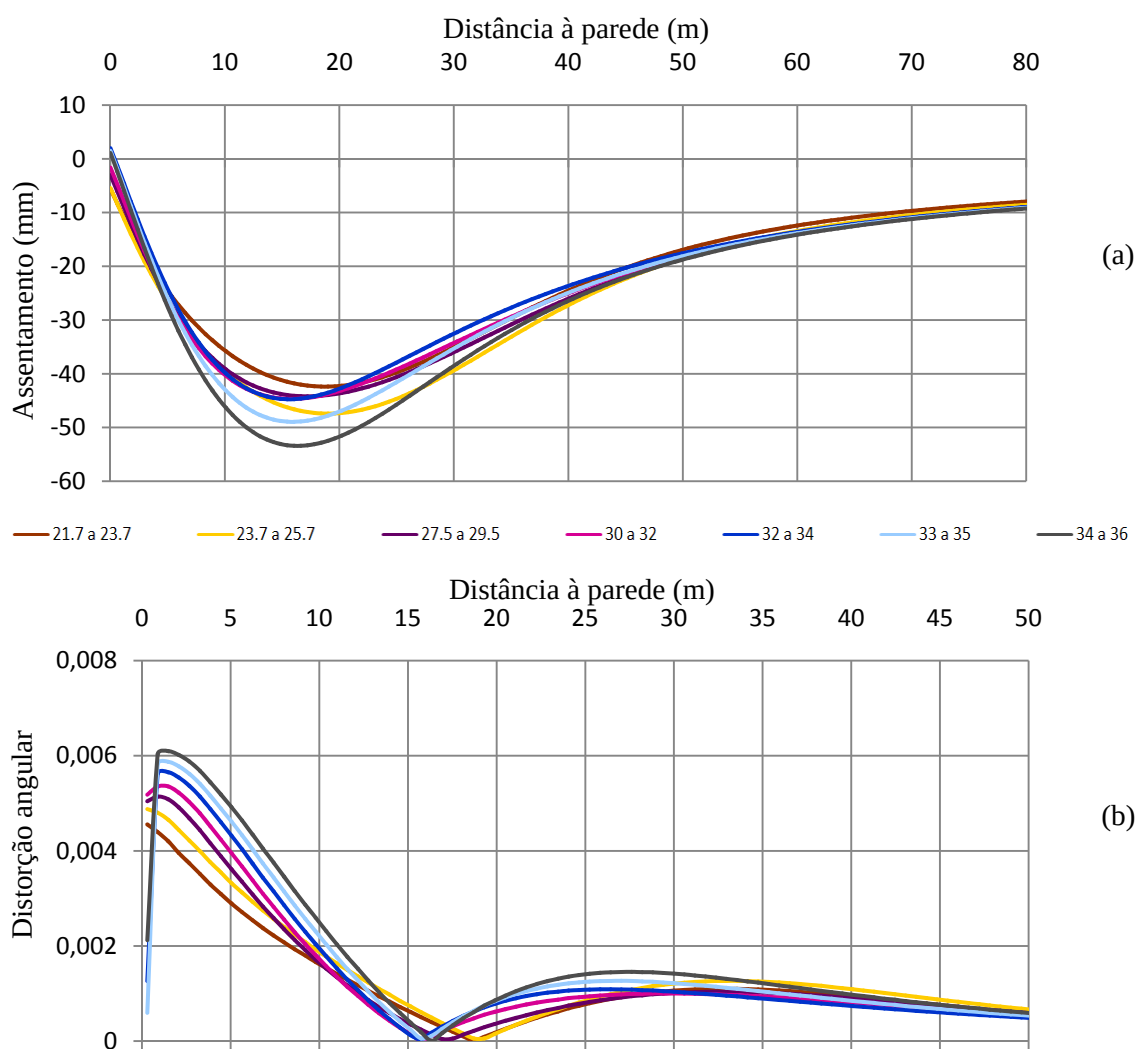


Figura 4.21 – Assentamentos da superfície (a) e distorções angulares (b) para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 32.

Em relação ao volume de solo deslocado, fazendo o respectivo integral de cada uma das curvas de assentamento de superfície, os resultados obtidos encontram-se no Quadro 4.6. É de notar que estes resultados representam igualmente o integral dos deslocamentos horizontais da cortina, tendo em conta a hipótese de comportamento não drenado. Regista-se que a melhor solução é aquela que introduz um melhoramento do solo entre os 21,7 m e os 23,7 m de profundidade. Porém, a solução que incorpora o solo melhorado imediatamente abaixo do fundo de escavação também apresenta bons resultados.

Quadro 4.6 – Influência do diferente posicionamento da “laje” no volume de solo deslocado.

Posição da “laje”	21,7-23,7	23,7-25,7	27,5-29,5	30 - 32	32 - 34	33 - 35	34 - 36
Volume deslocado (m ³ /m)	1,88	2,07	1,99	1,97	1,89	2,03	2,17

Conclui-se que na presente escavação, em que retira cerca de 80 % da possança dos aluviões, deixa de ser claramente proveitoso introduzir a “laje” abaixo da base de escavação. Regista-se, assim, uma mudança da presente escavação em relação às que foram estudadas anteriormente.

4.3.7. ESCAVAÇÃO E 38

Esta escavação é a maior do presente estudo, para a realizar mobilizam-se nove níveis de escoramento.

Na hipótese de não se utilizar *jet-grouting*, a zona da parede moldada mais deslocada horizontalmente, na última fase construtiva, ocorre aos 29 m de profundidade e tem a amplitude de 168 mm, como mostra a Figura 4.22.

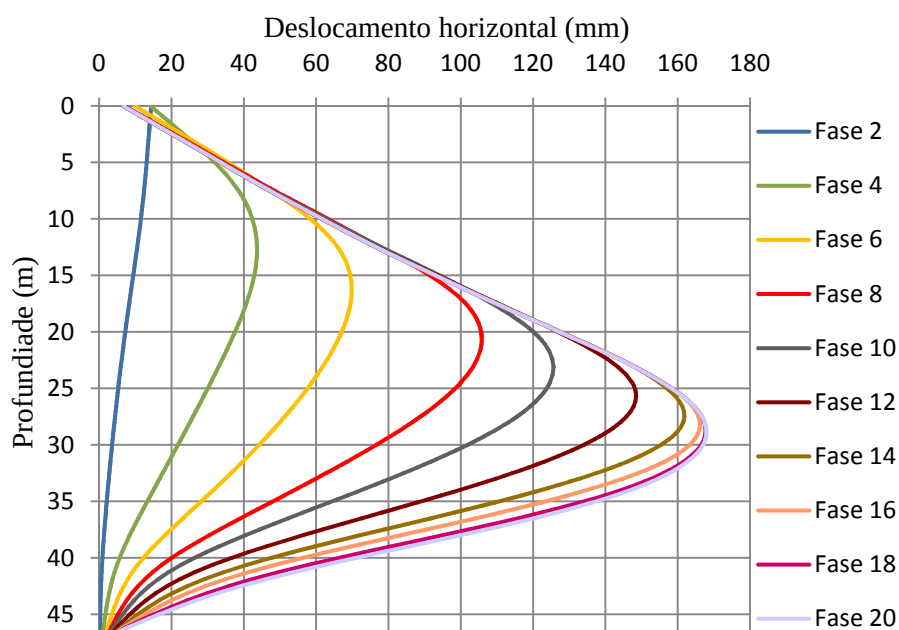


Figura 4.22 - Deslocamentos horizontais na escavação E 38 sem introdução de tratamento.

O posicionamento do *jet-grouting* nesta escavação incidiu, preferencialmente, acima da base de escavação, como mostra a Figura 4.23. Entre o fundo de escavação e o início do substrato existem apenas 2 m e esta será a única zona em que se testa a presença do *jet-grouting* abaixo da profundidade escavada. Testaram-se diversos posicionamentos, encontrando-se os melhores na parte direita da Figura 4.23.

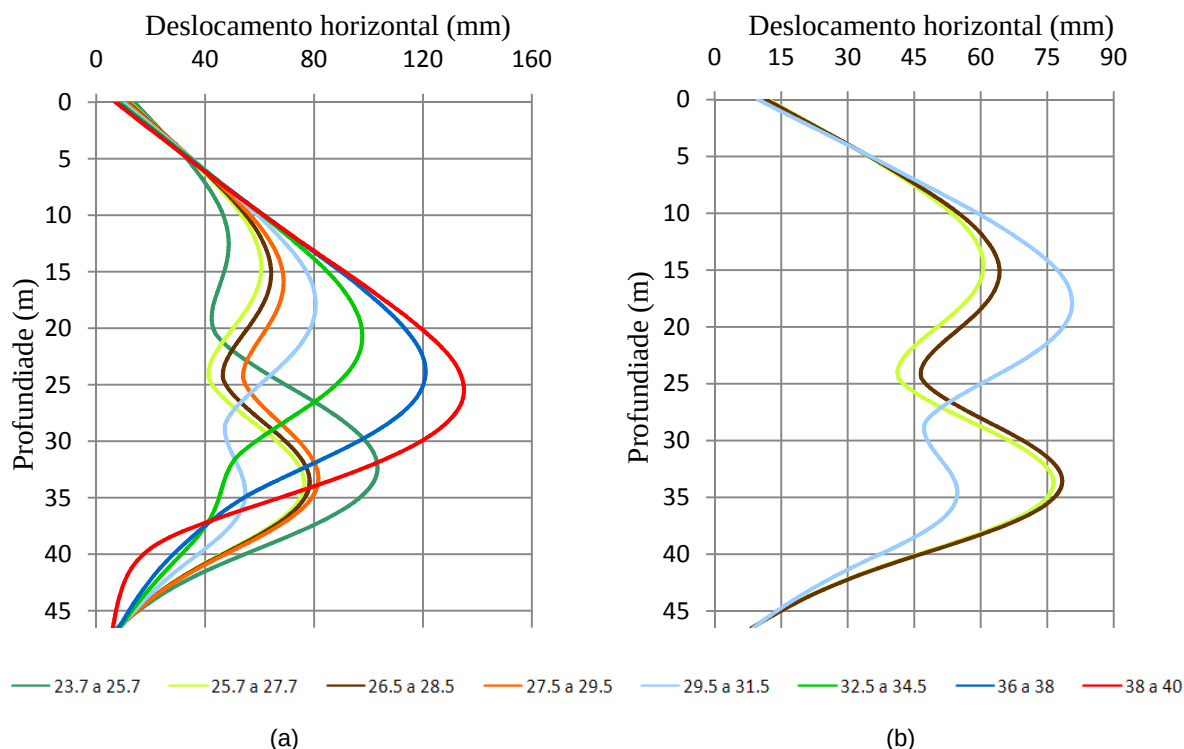


Figura 4.23 – Deslocamentos horizontais da parede na escavação E 38 para todos os posicionamentos do tratamento (a) e para os posicionamentos mais vantajosos (b).

A primeira constatação que se pode retirar do exame da figura é a completa ineficácia da solução que compreende o tratamento abaixo da base de escavação, entre os 38 e os 40 m de profundidade. Ou seja, neste caso, deixa de ser vantajoso para o controlo dos deslocamentos esta localização, continuando, no entanto, a ser uma boa solução a nível operacional na obra. Porém esta vantagem excede o âmbito do presente estudo.

O resultado do integral de cada uma das curvas do deslocamento horizontal da parede está indicado no Quadro 4.7. Este volume corresponde, também, ao deslocado na superfície devido a se ter assumido comportamento não drenado para o maciço. Constata-se que as três melhores soluções são as que incorporam a “laje” entre os 25,7-27,7 m, 26,6-28,5 m e 29,5-31,5 m.

Quadro 4.7 – Integral da curva de deslocamento horizontal da parede na Escavação E 38 para os diversos posicionamento do tratamento.

Posição da “laje”	23,7-25,7	25,7-27,7	26,5-28,5	27,5-29,5
Volume de solo deslocado (m³/m)	2,56	2,25	2,35	2,50
Posição da “laje”	29,5-31,5	32,5-34,5	36-38	38-40
Volume de solo deslocado (m³/m)	2,35	2,59	3,07	3,28

Como se esperava, as melhores soluções a nível dos deslocamentos horizontais da parede moldada, são as melhores no que concerne a assentamentos da superfície suportada, como ilustra a Figura 4.24.

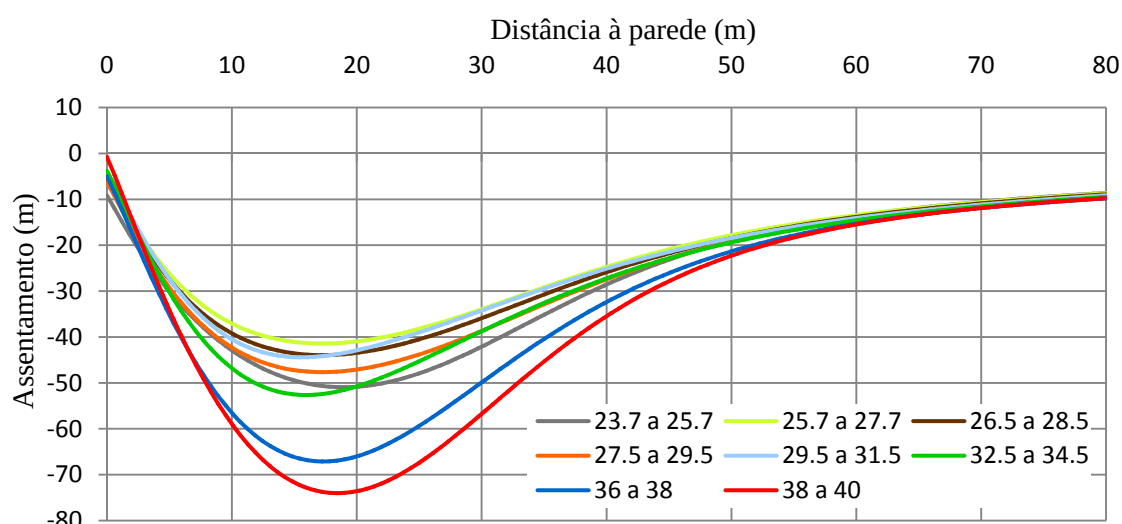


Figura 4.24 - Assentamentos da superfície para os diversos posicionamentos do tratamento na escavação E 25,7.

Analisando as três melhores soluções constata-se que dos 5 m aos 25 m de distância à parede, a solução que incorpora a “laje” entre os 25,7-27,5 m de profundidade é a que apresente melhores resultados, nomeadamente assentamentos da superfície menores 2 mm do que as soluções que utilizam a “laje” entre os 26,5-28,5 m e 29,5-31,5 m de profundidade.

Comparando as três soluções que abrangem o intervalo de introdução da “laje” entre os 25,7 e os 29,5 m de profundidade, a localização menos eficaz é que incorpora a laje entre os 27,5 e os 29,5 m. Nestas soluções a “laje” é retirada na mesma fase construtiva (fase 14), conclui-se, assim, que na presente escavação, para a mesma fase de escavação, quando menos profunda estiver a “laje” de *jet-grouting* mais eficaz se torna a solução. A presença da “laje” entre os 29,5 e os 31,5 m também é vantajosa apesar de estar localizada a maior profundidade; note-se que este posicionamento se encontra no cimo da fase 16.

Conclui-se pois que nesta escavação, em que a espessura de solo mole abaixo da base de escavação é muito reduzida, a melhor localização para o tratamento do solo é acima daquela zona.

4.4. CONCLUSÃO

Tendo como base as escavações estudadas nos subcapítulos anteriores, elaborou-se no Quadro 4.8 um resumo das conclusões mais relevantes. É de notar que estas conclusões são válidas para solos moles com uma evolução da resistência não drenada em profundidade correspondente à equação:

$$c_u = 0,165 \sigma'_{v0} + 27,34 \quad (4.1)$$

O valor médio de c_u para os solos situados acima do substrato miocénico para uma espessura de 27,5 m de aluviões é de 47 kPa e para uma espessura de 40 m de 55 kPa. O valor do módulo de deformabilidade para cada um dos estratos contendo aluviões é de 400 c_u .

Quadro 4.8 – Quadro resumo do melhor posicionamento para o solo tratado.

Escavação	Escavação 1	Escavação 2	E 12	E 18	E 25,7	E 32	E 38
Profundidade escavada (m)	18	25,7	12	18	25,7	32	38
Esp. de solo mole (m)	27,5	27,5	40	40	40	40	40
% de solo mole escavada	65,5	93,5	30,0	45,0	64,3	80,0	95,0
Tratamento acima ou abaixo do fundo de escavação	abaixo	acima	abaixo	abaixo	abaixo	abaixo ou acima	acima
Profundidade do tratamento (m)	18-20	18-20	12 -14	18-20	25,7-27,7	21,7-23,7	25,7-27,7
Prof. do p ^{to} com maior δ_h não usando jet-grouting (m)	15,8	18	14	20	25,7	28	29
$\frac{\delta_h^{c/jet}}{\delta_h^{s/jet}}$ para a solução óptima (%)	15,8	37,0	11,5	11,6	14,7	31,9	29,3

Conclui-se assim que quando se realiza uma escavação em que não se escava mais de 80 % da espessura de solo mole o melhor posicionamento para o tratamento com *jet-grouting* é imediatamente abaixo da base de escavação, com uma espessura que consiga mobilizar as tensões que a parede moldada lhe vai transmitir. Esta localização também é proveitosa do ponto de vista construtivo, pois desta forma a “laje” de *jet-grouting* poderá servir de apoio à laje térrea quando, por exemplo, uma escavação se dever à construção de uma estação do metropolitano.

Em escavações em que se retira grande parte da espessura de solo mole (mais de 80 %) é proveitoso o tratamento ser efectuado acima do fundo de escavação, constituindo desta forma um apoio provisório, como se constatou nas Escavação 2 e E 38. A pergunta que surgiu, de seguida, foi: Que critério adoptar no posicionamento da “laje” acima da base de escavação? A resposta, tendo em conta as duas escavações em que esta situação ocorre, é que se deve colocar numa zona próxima do ponto mais deslocado da parede na hipótese de não se realizar tratamento, no entanto terá de se ter em atenção o

faseamento construtivo próximo a essa zona. Propõem-se que se simule o tratamento na parte superior de duas fases de escavação que estejam próximos da zona mais deslocada da parede e se analise em qual das duas localizações o tratamento é mais eficaz. Numa determinada zona que abranja duas fases construtivas de escavação consecutivas é conveniente a “laje” ficar no cimo da fase mais avançada do que no fundo da anterior. Deste modo a “laje” permanece mais tempo na sustentação da parede reduzindo-se os deslocamentos horizontais e consequentemente os assentamentos da superfície suportada.

É de realçar que para a escavação E 32 é igualmente proveitoso, no que concerne a deslocamentos, a localização da “laje” acima ou abaixo da base de escavação. Esta escavação constitui assim uma fronteira da localização do tratamento do solo.

Aspecto curioso é a constatação que se o tratamento for localizado abaixo da base de escavação a razão $\delta_h^{c/jet} / \delta_h^{s/jet}$, para a profundidade onde se realiza o tratamento, é menor do que para os tratamentos realizados acima da base de escavação. A justificação deste facto deve-se a que o tratamento abaixo da base de escavação constitui um apoio permanente.

5

SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA A ESCAVAÇÃO 2

5.1. INTRODUÇÃO

No Capítulo 3, nomeadamente no subcapítulo 3.4., estudou-se uma estrutura de contenção em que o faseamento construtivo, o posicionamento das escoras e as características geométricas e mecânicas do maciço correspondiam à obra que se realizou para a Estação Terreiro do Paço. Essa escavação só não é igual à do Terreiro do Paço, na totalidade, devido a ser utilizado uma parede moldada em detrimento da solução de estacas secantes.

O objectivo do subcapítulo 3.4. consistia em comparar diferentes características da estrutura de contenção e também analisar quais as mudanças que resultavam de introduzir uma “laje” de *jet-grouting* entre os 18 e os 20 m de profundidade. Note-se que na obra realmente executada na Estação Terreiro do Paço a “laje” possuía 3 m de espessura e estava localizada entre os 18 e 21 m de profundidade devido à presença do túnel. No estudo efectuado não se contabilizou a presença do túnel, embora a melhor posição para o solo melhorado continue a ser essa.

Na presente análise vai-se introduzir algumas mudanças relativamente à Escavação 2, tendo como objectivo reduzir ainda mais os deslocamentos da parede. As principais alterações são o número de níveis de solo tratado, o faseamento construtivo e o pré-esforço utilizado. Esta nova escavação é referenciada por Escavação 2’.

5.2. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Na Escavação 2’ vai-se utilizar dois níveis de *jet-grouting*, um acima e outro abaixo da base de escavação como mostra a Figura 5.1. A Figura 5.2 refere-se ao final da escavação em que um dos tratamentos foi retirado e estão instalados os cinco níveis do escoramento, é de notar que na figura se define o sistema de escoramento e respectivo pré-esforço introduzido. O primeiro nível do escoramento é constituído por um elemento tipo escora-tirante, devido ao facto de se aumentar a verticalidade da parede com esta incorporação. O pré-esforço utilizado foi ajustado de modo que, conjugado com o tratamento do solo, permita a maior redução possível de deslocamentos horizontais.

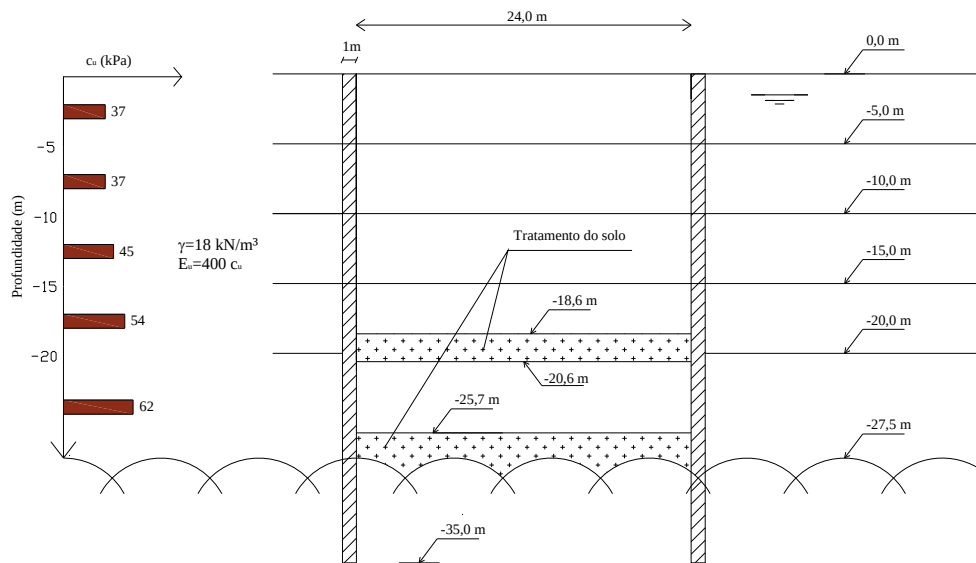


Figura 5.1 – Introdução das paredes moldadas e dos tratamentos do solo na Escavação 2'.

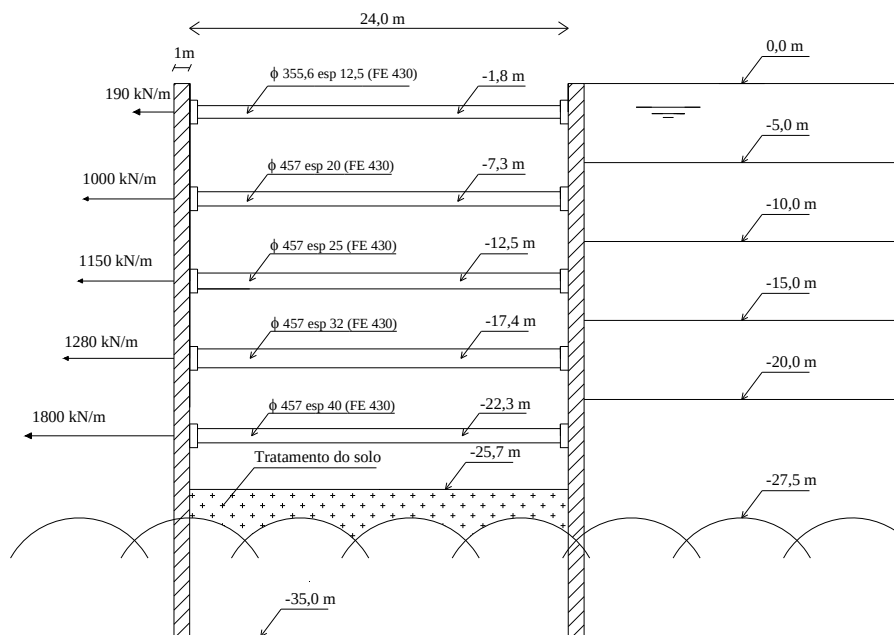


Figura 5.2 – Sistema de escoramento adotado e respectivo pré-esforço introduzido na Escavação 2'.

Em relação ao faseamento construtivo, comparativamente com a escavação 2, verificam-se unicamente mudanças na fase 1 e a partir da fase 10, nomeadamente:

- Fase 1 – Introdução da parede moldada e dos dois níveis de tratamento do solo;
- Fase 10 – Escavação até 23,5 m de profundidade;
- Fase 11 – Colocação do 5º nível de escoras com eixo a 22,3 m de profundidade;
- Fase 12 - Escavação até 25,7 m de profundidade.

Esta mudança do faseamento construtivo permite encurtar um pouco mais a distância do último nível de escoras em relação ao fundo de escavação. Desta forma consegue-se controlar de forma mais eficaz os deslocamentos horizontais nessa zona.

Para que se consiga ter uma quantificação das forças de pré-esforço introduzidas nos diversos níveis do escoramento, apresenta-se na Figura 5.3 as pressões horizontais de repouso, as pressões aparentes de Terzaghi & Peck e as pressões aplicadas à parede pelas escoras.

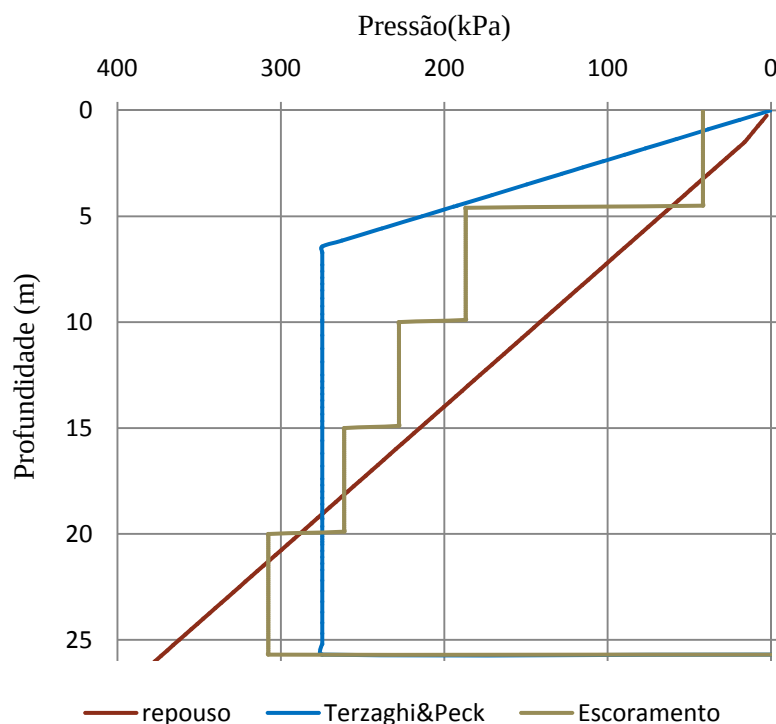


Figura 5.3 – Pressões horizontais em repouso, pressões aparentes de Terzaghi & Peck e pressões aplicadas no escoramento para a Escavação 2'.

A presente abordagem compreende duas “lajes” de *jet-grouting*, abaixo do fundo de escavação optou-se por tratar desde este nível até ao tecto do substrato miocénico, ou seja, uma altura de tratamento de 1,8 m. Acima da base de escavação a “laje” está situada entre os 18,6 m e os 20,6 m de profundidade.

O critério, para este posicionamento, foi o seguinte:

- primeiramente colocou-se a “laje” de *jet-grouting* abaixo do fundo de escavação (note-se que apenas fazia sentido esta ser colocada entre os 25,7 m de profundidade e os 27,5 m);
- para determinados níveis de pré-esforço, determinou-se os deslocamentos horizontais da parede moldada;
- analisando os resultados obtidos escolheu-se a posição mais vantajosa para o posicionamento da “laje” acima da base da escavação.

5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Tendo como base as considerações efectuadas no subcapítulo anterior simulou-se a escavação no PLAXIS®.

Vão ser analisadas quatro situações, nomeadamente:

- solução recomendada com a presença de duas “lajes” de *jet-grouting* – cálculo T2;
- unicamente uma “laje” de *jet-grouting* abaixo do fundo de escavação – cálculo T1i;
- unicamente uma “laje” de *jet-grouting* acima do fundo de escavação – cálculo T1s;
- sem tratamento do solo – cálculo T0.

Em relação aos deslocamentos horizontais da parede moldada, a solução T2 apresenta movimentos, praticamente, nulos até cerca dos 22 m de profundidade, como mostra a Figura 5.4.

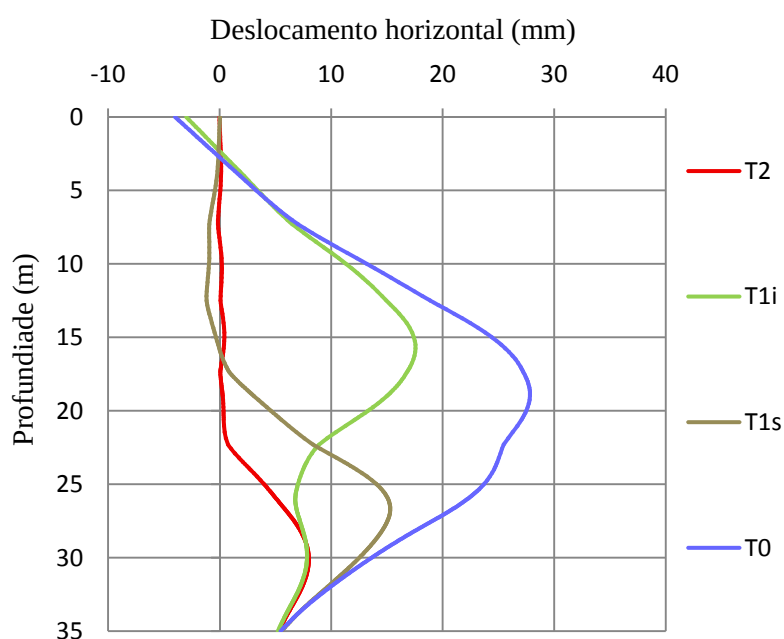
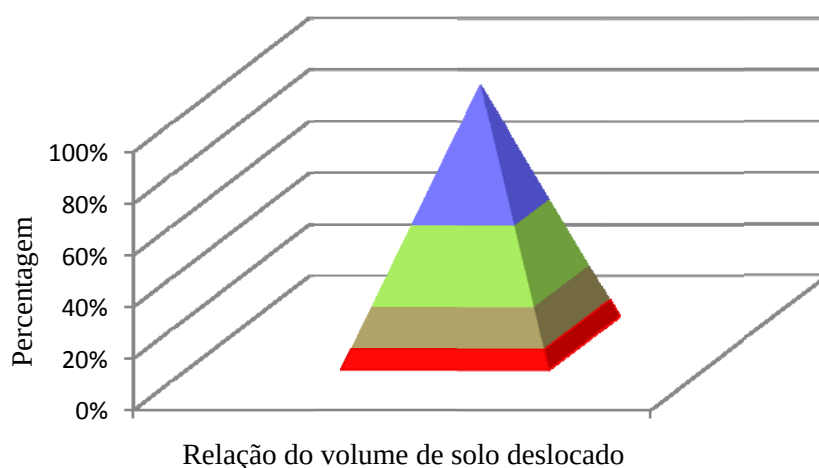


Figura 5.4 – Deslocamentos horizontais na Escavação 2' para os cálculos T2, T1i, T1s e T0.

As diferenças encontradas entre análises são bastante significativas. Mais uma vez se pode confirmar que no pressuposto de só se utilizar apenas uma “laje” de *jet-grouting* a sua localização será mais vantajosa se esta for introduzida acima da base de escavação.

O volume de solo deslocado horizontalmente devido ao processo de escavação está representado na Figura 5.5. É notável o volume extremamente reduzido de solo deslocado na análise em se incorporam duas “lajes” de *jet-grouting*.



Análise realizada	Volume de solo deslocado (m ³ /m)
■ duas “lajes” de <i>jet-grouting</i>	0,08
■ uma “laje” de <i>jet-grouting</i> superior	0,16
■ uma “laje” de <i>jet-grouting</i> inferior	0,30
■ Sem tratamento do solo	0,53

Figura 5.5 – Volume de solo deslocado horizontalmente devido ao processo de escavação na Escavação 2' para os cálculos T2, T1i, T1s e T0.

No que concerne a assentamentos da superfície a mesma tendência é evidenciada; a solução que engloba duas “lajes” de *jet-grouting* (cálculo T2) apresenta movimentos verticais máximos na superfície de 2 mm. A Figura 5.6 apresenta as curvas de assentamentos correspondentes aos cálculos efectuados. A nível de distorções angulares e empolamentos do fundo de escavação a solução que compreende duas “lajes” de *jet-grouting* é a que apresenta melhores resultados.

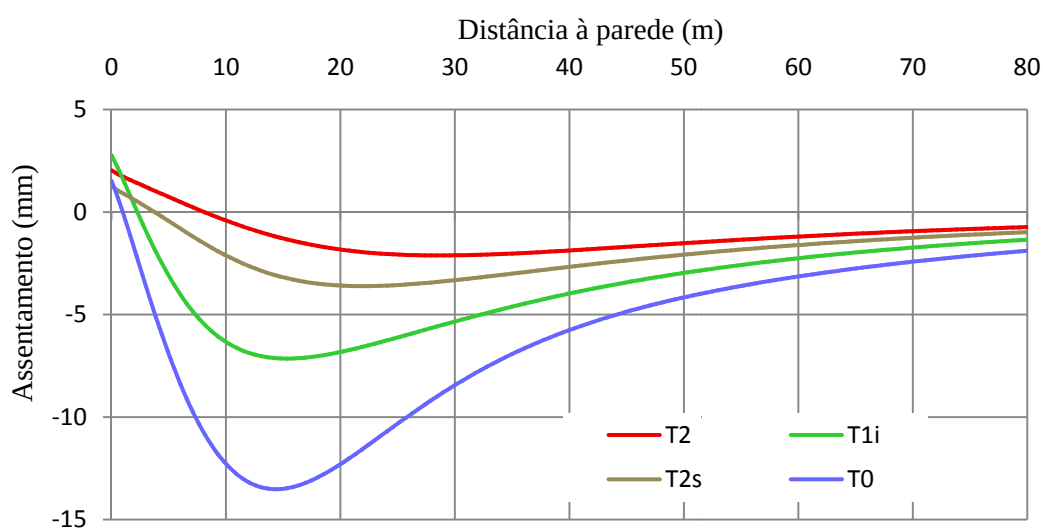


Figura 5.6 – Assentamentos da superfície na Escavação 2' para os cálculos T2, T1i, T1s e T0.

Apesar de todos estes resultados positivos a nível de movimentos do solo, uma determinada solução para uma dada escavação também terá de ter em conta os esforços que se instalam na parede.

Observe-se a envolvente de momentos flectores na parede na Figura 5.7.

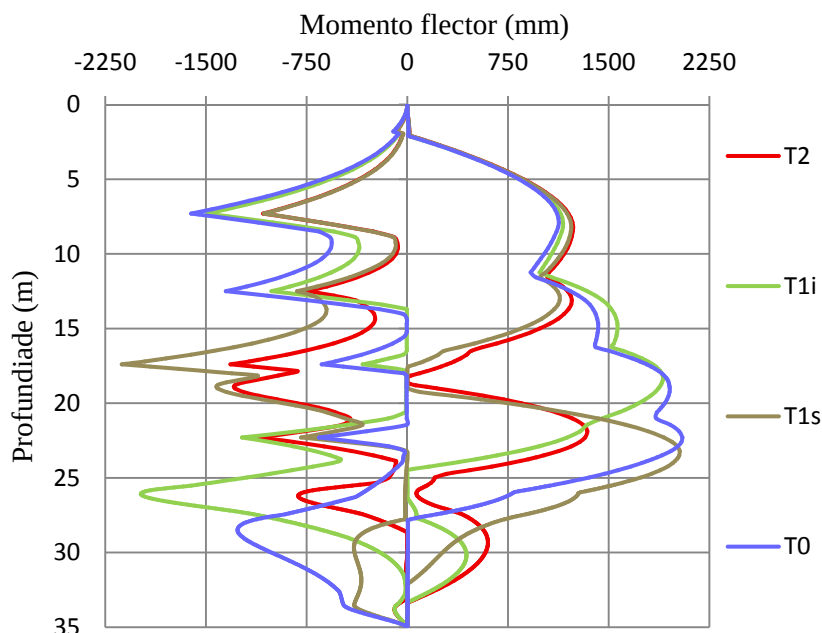


Figura 5.7 – Envolvente de momentos flectores na Escavação 2' para os cálculos T2, T1i, T1s e T0.

Constata-se que a solução que utiliza duas “lajes” de *jet-grouting* é a mais vantajosa em relação aos momentos flectores máximos positivos e negativos. O Quadro 5.1 apresenta para cada uma das análises estes valores.

Quadro 5.1 – Momentos flectores máximos e mínimo na Escavação 2' para os cálculos T2, T1i, T1s e T0.

2 “lajes” de <i>jet-grouting</i> (kN.m/m)		1 “laje” superior (kN.m/m)		1 “laje” inferior (kN.m/m)		Sem tratamento do solo (kN.m/m)	
$Mom_{máx}^{+}$	$Mom_{máx}^{-}$	$Mom_{máx}^{+}$	$Mom_{máx}^{-}$	$Mom_{máx}^{+}$	$Mom_{máx}^{-}$	$Mom_{máx}^{+}$	$Mom_{máx}^{-}$
1340	-1317	1905	-1984	2029	-2127	2049	-1611

A utilização de dois níveis de tratamento comparativamente com a solução que incorpora apenas um nível superior constituiu uma redução de 30 % nos momentos máximos positivos, de 34 % nos momentos máximos negativos e de 50 % no volume de solo deslocado. A presença da “laje” numa zona intermédia mobiliza maiores momentos flectores negativos nessa zona e momentos positivos nulos, facto que provoca um melhoramento na envolvente de dimensionamento à flexão. Conclui-se, desta forma, que a incorporação de dois níveis de tratamento do solo é não só vantajosa na redução de deslocamentos mas também na diminuição dos momentos flectores que afectam a parede moldada.

5.4. COMENTÁRIO

A execução de escavações profundas em solos moles comumente provoca deslocamentos horizontais consideráveis e consequentes assentamentos da superfície elevados. Este facto assume proporções gravosas quando existem edificações vizinhas em mau estado.

Numa escavação corrente o faseamento construtivo consiste em escavar e posteriormente escorar. O facto de se executar uma “laje” de *jet-grouting* antes de se iniciar a escavação permite a inserção de um apoio antes de se proceder a qualquer alívio de tensões e esta introdução revela-se extremamente favorável para o comportamento da parede moldada. Nesta escavação, se a opção recaísse unicamente na inserção de um único nível de *jet-grouting*, este seria colocado acima da base de escavação. No entanto, do ponto de vista operacional, a existência de uma “laje” de *jet-grouting* imediatamente abaixo da base de escavação, constituindo desta forma um apoio à laje térrea, revela-se também vantajosa.

Na solução recomendada usa-se duas “lajes” de *jet-grouting*, uma acima do fundo de escavação e outra abaixo. Desta forma reduz-se os deslocamentos horizontais em toda a parede moldada. Esta solução, conjugada com pré-esforço adequado, permite um controlo muito efectivo sobre os deslocamentos horizontais, registando-se deslocamentos praticamente nulos até aos 22 m de profundidade e assentamentos máximos da superfície de 2 mm.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação pretendeu contribuir para o conhecimento sobre escavações profundas em estratos de solos argilosos moles com grande possança.

As principais conclusões extraídas de cada um dos capítulos, atrás apresentados, são as que se apresentam de seguida.

No Capítulo 2 abordou-se os aspectos gerais envolvendo a realização de escavações em solos argilosos moles. Constatou-se que antes da década de 60 este tipo de escavações provocava grandes deslocamentos da parede e consequentemente elevados assentamentos da superfície. Actualmente o mesmo não se verifica devido à evolução na execução de escavações, às previsões do comportamento que começou a ser feito pelo método dos elementos finitos e à possibilidade de efectuar tratamento do solo antes de se iniciar o processo construtivo. Estas generalidades abordadas são fundamentais para um enquadramento do presente trabalho.

No Capítulo 3 é de destacar: o efeito benéfico da introdução de um elemento escora-tirante no primeiro nível do escoramento (este impede que parede entre no terreno); a vantagem do uso de pré-esforço no escoramento na redução dos deslocamentos horizontais da parede; as grandes melhorias nos deslocamentos horizontais da parede e assentamentos da superfície devido à introdução de um tratamento de solo antes de se iniciar o processo de escavação; quando se utiliza tratamento do solo o melhor controlo dos deslocamentos horizontais da parede é conseguido com uma resultante do diagrama de pré-esforço inferior à resultante do diagrama de pressões aparentes de Terzaghi & Peck – é de notar que se não se usar tratamento do solo o melhor controlo dos deslocamentos da parede é conseguido com uma resultante do diagrama de pré-esforço superior à resultante do diagrama de pressões aparentes de Terzaghi & Peck.

No Capítulo 4 abordou-se o melhor posicionamento da “laje” de *jet-grouting*, para as duas escavações estudadas no Capítulo 3 e para cinco novas escavações realizadas num maciço com maior espessura de solo mole. Conclui-se que se numa escavação se retirar menos de 80 % da espessura total de solo mole é conveniente que o tratamento do solo seja efectuado imediatamente abaixo da base de escavação. Caso a profundidade da escavação seja superior a 80 % da espessura total de solo mole é conveniente que o tratamento seja efectuado próximo da zona mais deslocada da parede, na hipótese de não se introduzir qualquer tratamento, porém terá de ser devidamente enquadrado com o faseamento construtivo. Recomenda-se que o tecto da “laje” de *jet-grouting* esteja coincidente com uma plataforma de escavação. Se existirem duas fases de escavação próximas a essa zona mais deslocada,

propõem-se que se simule o tratamento na parte superior dessas duas fases de escavação e que se analise em qual dos dois posicionamentos é que o tratamento é mais eficaz

O Capítulo 5 aborda uma solução alternativa à Escavação 2. As condições base desta escavação aproximam-se da escavação executada aquando da realização da Estação Terreiro do Paço, em Lisboa. A solução apresentada engloba a presença de dois níveis de *jet-grouting*, um acima e outro imediatamente abaixo do fundo de escavação. Este modelo, conjugado com um pré-esforço elevado revelou-se extremamente positivo, tendo-se registado que a parede permanece praticamente sem deslocamentos horizontais até aos 22 m de profundidade.

No Anexo A1 apresenta-se uma previsão dos custos associados à realização das “lajes” de *jet-grouting*. Ou seja, pretende-se que um leitor do presente trabalho constate as vantagens da introdução do *jet-grouting* e tenha uma ideia dos custos inerente a esta metodologia. É de notar que o uso deste tipo de soluções, por exemplo da “laje” imediatamente abaixo do fundo de escavação, provoca uma diminuição dos custos de uma possível laje térrea, ou então pode reduzir o número de escoras adoptadas, assim como os danos provocados em edifícios próximos à escavação. Ou seja, não se pode considerar que os custos apresentados constituem unicamente uma parcela de adição ao custo, mas numa estimativa total tinha-se de contabilizar, também, as parcelas que não são necessárias devido ao *jet-grouting*.

Conclui-se que o tratamento do solo por *jet-grouting* ou por técnica equivalente poderá ter um papel importante na viabilidade de algumas obras geotécnicas do tipo das estudadas. Ou seja, existem obras que não são executadas porque as mesmas não são viáveis para uma determinada zona porque, por exemplo, provocam danos nas edificações vizinhas, que poderão tornar-se exequíveis com a introdução de tratamento do solo.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Referente aos desenvolvimentos futuros no âmbito deste tema, entende-se que estes deveriam de ser dirigidos sobre as seguintes questões:

- esclarecer melhor a questão da posição óptima da “laje” tratada;
- explorar a solução com dois ou mais níveis de tratamento, com ou sem pré-esforço;
- estender o estudo a outras modalidades de tratamento, em vez de “lajes” serem contrafortes entre a base de escavação e o firme, com um determinado espaçamento longitudinal;
- tentar definir analiticamente o melhor posicionamento para o solo tratado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AKAGI, H. (2004). *Geotechnical aspects of current underground construction in Japan*. Soils and Foundations. Vol. 44, N. 1, pp. 1 – 24.
- BARRON, R. F., KRAMER, C., HERLACHE, A., WRIGHT, J., FUNG, H. e LIU, C. (2006). *Cement deep soil mixing remediation of sunset North basin dam*. Consultado em www.cement.org.
- BJERRUM, L. E EIDE, O. (1956). STABILITY OF STRUTTED EXCAVATIONS IN CLAY. GÉOTECHNIQUE, VOL. 6, N. 1, PP. 32-47.
- BJERRUM, L., CLAUSEN, C. e DUNCAN, J. (1972). *Stability of flexible structures*. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, General Report.
- CARRETO, J. M. R. (1999). *Jet Grouting: a problemática do dimensionamento e controlo da qualidade*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, FCT/UNL. Lisboa.
- CLOUGH, G. W. e O' ROURKE, T. D. (1990). *Construction induced movements of in situ walls*. Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication N. 25, Edited by P. C. Lambe and L. A. Hansen, ASCE, pp. 439-470.
- EIDE, O., AAS, G. e JOSANG, T. (1972). *Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in Oslo*. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, Vol. 1, pp 485-498.
- EN 14670, (2006). *Execution of special geotechnical works – Deep Mixing*. European Committee for Standardization, Brussels.
- FORTUNATO, E. M. C. (1994). *Escavações escoradas em maciços argilosos moles. Uma contribuição para o seu dimensionamento*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas em Engenharia Civil. Porto.
- FORTUNATO, E. e MATOS FERNANDES, M. (1997). *Escavações escoradas em solos moles: análise conjunta dos efeitos da altura enterrada da parede e da resistência da interface solo-cortina*. Actas do 6º Congresso Nacional de Geotecnia - A Geotecnia nas Infraestruturas de Transporte, Energia e Ambiente, Lisboa, Vol. 2, pp. 915-924.
- GABA, A. R. (1990). *Jet Grouting at Newton Station*. Proc., 10 th South-east Asia Geotech. Conf., Chinese Inst. Of Civ. And Hydr. Engrg., Taipei, Taiwan, pp. 77-79.
- GILL, S. A. e LUKAS, R. G. (1990). *Ground movement adjacent to braced cuts*. Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication N. 25, Edited by P. C. Lambe and L. A. Hansen, ASCE, New York, pp. 471-478.
- HSIEH, H. S., WANG, C. C. e OU, C. Y. (2003). *Use of jet-grouting to limit diaphragm wall displacements of a deep excavation*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol 129, pp. 146 – 156.

- HU, Z. F., YUE, Z. Q., ZHOU, J. e THAM, L. G. (2003). *Design and construction of a deep excavation in soft soils adjacent to the Shanghai Metro tunnels*. Canadian Geotechnical Journal. J. 40, pp. 933-948.
- KARLSRUD, K. (1975). *Practical experiences from the excavation of slurry trenches in Oslo clay*. Proc. Nordic Geotechnical Meeting, Copenhagen 1975. Also pub. In Norwegian Geotechnical Institute Publ. N.110.
- KARLSRUD, K. (1976). *Contribution for discussion in Session 3*. Proceedings of the Conference on A Review of Diaphragm Walls, ICE, London, pp. 50-52.
- KARLSRUD, K. (1981). *Performance and design of slurry walls in soft clay*. American Society of Civil Engineers. Spring Convention, New York, ASCE preprint, 81-047. 14p.
- KARLSRUD, K. E ANDRESEN, L. (2007). *Design of deep excavations in soft clays*. XIV ECSMGE, 24-27 September 2007, Madrid. pp. 75 – 99.
- KARLSRUD, K., ENGELSTAD, WUNSCH, R. E SVARD, D. (2005). *Diaphragm walls with cross-walls used to prevent botton heave*. Proc. 5 th Int. Symp. TC28-Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground, Amsterdam 2005, pp. 39-48.
- LIU, G. H., CHARLES, W. W. e WANG, Z. W. (2005). *Observed performance of a deep multistrutted excavation in Shanghai soft clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol. 131, N.8, pp. 1004 – 1013.
- MANA, A. I. (1978). *Finite-element analyses of deep excavation behavior in soft clay*. Ph.D.Thesis, Stanford University.
- MANA, A.I. e CLOUGH, G.W. (1981). *Prediction of movements for braced cuts in clay*. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT6, pp. 759-777.
- MATEUS BRITO, J. A. e MATOS FERNANDES, M. (2006). *Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: concepção, previsões de projecto e desempenho*. III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Curitiba. pp. 21-42.
- MATOS FERNANDES, M. (1981). *Paredes moldadas e outras estruturas flexíveis para suporte de terras. Estado de conhecimentos acerca do seu dimensionamento*. Relatório, Proc. 55/13/6187, LNEC, Lisboa.
- MATOS FERNANDES, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*, Textos de apoio, FEUP.
- MATOS FERNANDES, M. e ALMEIDA e SOUSA, J. (2003). *Deep exacavation in soft soils. Classical and new solutions to constrol the movements*. In The Challenges of Engineering in Portugal, www.odebrecht.com, pp. 203-214.
- MATOS FERNANDES, M., MARANHA DAS NEVES, E., SALGADO, F., CALDEIRA, L., PINA, R., FLOR, A., BRITO, J. M., e TAVARES, A. (2007). *Jet Grounting solutions for cut-and-cover subway metro stations in Lisbon downtown*. XIV ECSMGE, 24-27 September 2007, Madrid. pp. 895-900.

- MOORMANN, C. (2004). *Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database*. Soils and Foundations. Vol 44, N. 1, pp. 87-98.
- O'ROURKE, T. D. e MCGINN, A. J. (2006). *Lessons learned for ground movements and soil stabilization from the Boston central artery*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol. 132, N. 8, pp. 966 – 988.
- O'ROURKE, T. D. e O'DONNELL, C. J. (1997). *Field behavior of excavation stabilized by Deep Soil Mixing*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol 123, pp. 516 – 524.
- OU, C. Y., WU, T. S., e HSIEH. H. S. (1996). *Analysis of deep excavation with column type of ground improvement in soft clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol 122, pp. 709 – 716.
- PALMER, J.H. e KENNEY, T.C. (1972). *Analytical study of a braced excavation in weak clay*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 9, pp. 145-164.
- PECK, R.B. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground*. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., México City, General Report, State-of-the-Art Volume, pp. 225-290.
- SHIRLAW, J. N., TAN, T. S. e WONG, K. S. (2005). *Deep excavations in Singapore marine clay*. Proc. 5 th Int. Symp. Geotech. Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Amsterdam 2005. pp. 1 – 16.
- SKEMPTON, A. W. (1951). *The bearing capacity of clays*. Proc. Building Research Congress, London, Div. 1, pp. 180-189.
- TANAKA, H. (1994). *Behaviour of a braced excavation in soft clay and the undrained shear strength for passive pressure*. Soils and Foundations. Vol 34, N.1, pp. 53-64.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- TERZAGHI, K. e PECK, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Second Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York.
- WONG, K. S., WONG, I. H. e BROMS, B. B. (1987). *Methods of improving the stability of deep excavations in soft clay*. Proc. 8 th Asian Regional Conf. on Soil Mech. And found. Engrg., Kyoto, Japan, pp. 321-324.
- YONG SHAO, M., EMIR JOSE MACARI, M. e WEIMING CAI (2005). *Compound deep soil mixing columns for retaining structures in excavations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol. 131, N. 11, pp.1370 – 1377.
- ZHONG W. WANG, CHARLES, W. W. e GUO B. LIU. (2005). *Characteristics of wall deflections and ground surface settlements in Shanghai*. Canadian Geotechnical Journal. J. 42, pp. 1243 – 1254.

Anexo

A 1 PREVISÃO DE CUSTOS ASSOCIADOS AO JET-GROUTING

Neste primeiro Anexo pretende-se fornecer ao leitor do presente trabalho uma estimativa dos custos que envolvem as soluções de *jet-grouting* atrás definidas. Ou seja o leitor pode constatar as vantagens que se consegue alcançar com a introdução de uma ou mais “lajes” de *jet-grouting* e calcular os custos, aproximados, para uma dada escavação.

Pediu-se a uma empresa Portuguesa que efectua este tipo de tratamentos de solos (Jet 2/3) os custos envolvidos neste tipo de trabalhos. Um resumo destes valores é apresentado de seguida para o tratamento de argilas.

Quadro A 1 - Custos inerentes à aplicação do *jet-grouting*.

	Estaleiro	Furação	Tratamento
Custo	≈ 10.000 €	≈ 52,5 €/m	≈ 125 €/m ³

É de notar que os tratamentos não necessitam de ser contínuos, ou seja num furo pode-se tratar solos a diferentes profundidades.

As escavações estudadas apresentavam uma largura escavada de 24 m e o *jet-grouting* uma espessura de 2 m. Desta forma pode-se exprimir o custo do tratamento por metro de desenvolvimento:

$$\text{Custo por metro de desenvolvimento} = 125 \times 24 \times 2 = 6000 \text{ €/m} \quad (\text{A 1.1})$$

Para uma escavação de 24 m de largura:

$$\text{Custo de furação} = 52,5 \times 24 = 1260 \text{ €/m(vertical) /m desenvol.} \quad (\text{A 1.2})$$

Tendo como base estes valores apresenta-se de seguida um quadro com as estimativas orçamentais, por metro de desenvolvimento da escavação, para as localizações do *jet-grouting* estudadas nos capítulos anteriores.

Quadro A 2 - Custos, por metro de desenvolvimento, das diversas soluções estudadas.

Prof. (m)	Cálculos do Custo
12 - 14	$10000\text{€} + (1260\text{€} \times 13m + 6000\text{€}) \times m \text{ de desenvolvimento}$
18 - 20	$10000\text{€} + (1260\text{€} \times 19m + 6000\text{€}) \times m \text{ de desenvolvimento}$
21,7 – 23,7	$10000\text{€} + (1260\text{€} \times 22,7m + 6000\text{€}) \times m \text{ de desenvolvimento}$
25,7 – 27,7	$10000\text{€} + (1260\text{€} \times 26,7m + 6000\text{€}) \times m \text{ de desenvolvimento}$
32 -34	$10000\text{€} + (1260\text{€} \times 33m + 6000\text{€}) \times m \text{ de desenvolvimento}$
18 – 20 e 25,7 – 27,5	$10000\text{€} + (1260\text{€} \times 26,7m + (6000\text{€} + 1,8m \times 24m \times 125\text{€})) \times m \text{ de desenvolvimento}$

É de realçar que os preços, e a própria exequibilidade, desta metodologia dependem do tipo de solo tratado. Desta forma os valores apresentados constituem valores médio para um solo que possua características que lhe permitam ser tratado com *jet-grouting*.