

O USO DE TÉCNICAS DE JET- GROUTING OU SIMILARES EM ESCAVAÇÕES EM SOLOS ARGILOSOS MOLES.

JOÃO MIGUEL PEREIRA BRÁS

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

Orientador: Professor Doutor Manuel de Matos Fernandes

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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 - 2008/2009 - 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.

Aos meus Pais e ao meu Irmão

“Meu querido filho, jamais te deixaria nas horas da prova e do sofrimento. Quando viste, na areia, apenas um par de pegadas, eram as minhas. Foi exactamente aí que peguei em ti ao colo.”

in Pegadas na Areia

AGRADECIMENTOS

Quero expressar o meu profundo agradecimento às várias pessoas que me ajudaram a desenvolver a presente dissertação, nomeadamente:

- Ao Professor Manuel de Matos Fernandes, orientador científico desta dissertação, pelos conhecimentos transmitidos, pelo empenho demonstrado e pelo esforço e paciência empregues na correcção de todo o trabalho;
- Ao meu irmão, pela amizade inigualável, pela capacidade única de ajuda bem como pela presença e apoio constantes;
- Ao Engenheiro Carlos Pereira, pela atenção e disponibilidade constantemente demonstrados;
- Ao Engenheiro António Pedro, pelos esclarecimentos preciosos no decorrer do trabalho;
- Ao Professor José Couto Marques, pela ajuda e esclarecimentos prestados;
- Aos colegas e amigos de Geotecnia e de toda a Faculdade que através do seu companheirismo, ajuda e amizade permitiram, também, a realização deste trabalho;
- À minha família e à Marisa que sempre me apoiaram e me ajudaram a ultrapassar os momentos mais difíceis.

RESUMO

Com a presente dissertação pretende-se contribuir para um melhor conhecimento do comportamento e desempenho de escavações profundas em solos moles suportadas por cortinas escoradas e zonas de solo melhorado. Para além da pesquisa bibliográfica, o trabalho consiste na realização de análises por elementos finitos com o programa de cálculo automático PLAXIS®, tendo por base o cenário geotécnico e as características da escavação da Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa.

Numa primeira fase, o estudo envolveu a pesquisa de quatro técnicas de tratamento do solo (*Deep Soil Mixing*, *Compaction Grouting*, *Jet Grouting* e *Cutter Soil Mixing*) com o objectivo de melhorar as características mecânicas no interior de uma escavação profunda. Foi também abordada a técnica de paredes moldadas, na vertente de realização de painéis transversais de betão abaixo da base de escavação. As técnicas são sucintamente apresentadas e para cada uma delas são divulgados exemplos de aplicação, em escavações em solos argilosos moles, com o objectivo de redução dos deslocamentos horizontais das paredes e por conseguinte, dos assentamentos do solo à superfície.

Nos estudos numéricos, começam por ser modeladas duas escavações por via do método dos elementos finitos, com a mesma profundidade e diferente faseamento. Em cada uma delas foi introduzida uma laje de *Jet Grout* imediatamente abaixo da base de escavação. Inicialmente é estudada a interface solo tratado - parede. Posteriormente são retiradas conclusões relativamente às vantagens da realização de uma laje de *Jet Grout*, comparativamente com a mesma escavação sem qualquer tratamento do solo.

Numa fase seguinte os estudos consistem na análise das tensões e deslocamentos desenvolvidos numa laje de *Jet Grout* com 2m de espessura, ao longo das diversas etapas de escavação. O objectivo é analisar o comportamento da laje, evolução de tensões e finalmente o modo de rotura da mesma. Para tal, numa fase inicial procedeu-se à redução progressiva da resistência e numa fase posterior iniciou-se a redução simultânea da rigidez e resistência.

Posteriormente, são realizadas diversas simulações numéricas compreendendo escavações com diferentes profundidades. É simulada a realização de duas lajes de *Jet Grout*, mantendo uma delas abaixo da base de escavação final. Para o posicionamento da outra laje foram realizadas diversas simulações, culminando na obtenção de dois critérios para a sua localização. Um com o propósito de obtenção dos menores deslocamentos horizontais e o outro dos menores esforços na cortina. Para cada escavação estudada é ainda realizada uma comparação entre cálculos com um e dois níveis de solo tratado, sendo retiradas conclusões relativamente aos benefícios de execução de uma segunda laje de *Jet Grout*.

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

PALAVRAS-CHAVE: Escavações profundas, solos moles, laje de *Jet Grout*, análise em elementos finitos, tensões.

ABSTRACT

The aim of the present dissertation is to contribute for the knowledge and performance of the braced deep excavations and soil improvement areas. Besides the bibliography research, the work consist of the accomplishment of finite elements analyses with the automatic program calculation PLAXIS®, using the geotechnical references and the excavation characteristics of the Terreiro do Paço Station, part of the Metropolitan of Lisbon.

On the first step, the study consists in a bibliography search of four techniques of soil treatment (*Deep Soil Mixing, Compaction Grouting, Jet Grouting and Cutter Soil Mixing*) with the goal of improving soil characteristics inside of the deep excavation. It also addressed the diaphragm wall technique purposely for the realization of concrete panels below the base of excavation. The techniques are briefly presented and for each one of them some case studies of excavations in soft clay soils are presented. The treatment used in such reported excavations aimed to reduce the horizontal displacement of the walls and therefore the settlements of the soil surface.

Based in the excavation of the Terreiro do Paço metropolitan's Station, two excavations, with the same depth and different stages of excavation, are modeled by the finite element method and in each one of them a *Jet Grout* slab is included. Initially the interface treated soil-wall is studied and then the benefits of the realization of a *Jet Grout* slab are compared with a similar excavation without soil improvement.

In the next step the studies consist in the analysis of a 2 m thickness *Jet Grout* slab, particularly in developed stresses and vertical displacements during the different stages of excavation. The purpose of this is to analyze the performance of the slab, the evolution of efforts during the excavation and finally the slab rupture. In order to achieve that analysis, firstly the slab resistance is reduced and later its strength and rigidity properties are both reduced.

Furthermore several numerical simulations are performed, maintaining the characteristics of the soil, excavations, but varying its depth. It is simulated the execution of two levels of *Jet Grout* slabs, keeping one of them systematically below the soil level. For the placement of the other level of soil treatment, several numerical simulations are carried out, leading to two final criteria. These criteria are related with the minimization of horizontal displacements, bending moments and shear stress, developed in the wall. For each studied excavation a comparison is made based in the positioning of one or two *Jet Grout* slabs and the benefits of a second level of treated soil are analysed.

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

KEYWORDS: Deep excavations, soft clays, slab of Jet Grouting, finite elements analyses, stresses.

ÍNDICE DO TEXTO

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO 1

2. TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS PARA A REALIZAÇÃO DE ESCAVAÇÕES PROFUNDAS 3

2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. PAREDES DE BETÃO	3
2.2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2.2. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	4
2.3. DEEP SOIL MIXING (DSM)	8
2.3.1. INTRODUÇÃO	8
2.3.2. GEOMETRIAS DE SOLO TRATADO	11
2.3.3. PROPRIEDADES DO SOLO TRATADO	12
2.3.4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	12
2.4. COMPACTION GROUTING	16
2.4.1. INTRODUÇÃO	16
2.4.2. GEOMETRIA ALCANÇADA	18
2.4.3. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	18
2.5. JET GROUTING	21
2.5.1. INTRODUÇÃO	21
2.5.2. PROCESSO DE EXECUÇÃO	22
2.5.3. SISTEMAS DE JET GROUTING	24
2.5.4. GARANTIA DE QUALIDADE E PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO PROCESSO DE <i>JET GROUTING</i>	25
2.5.5. CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES DO SOLO TRATADO POR <i>JET GROUTING</i>	26
2.5.6. ASPECTOS RELACIONADOS COM A EXECUÇÃO DE LAJES DE <i>JET GROUT</i>	28
2.5.7. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	30

2.6. CUTTER SOIL MIXING (CSM)	37
2.6.1. INTRODUÇÃO	37
2.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	40
2.8. QUADRO RESUMO	42

3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESCAVAÇÃO COM LAJE DE *JET GROUT*

45

3.1. INTRODUÇÃO	45
3.2. ESTUDOS NUMÉRICOS REALIZADOS	46
3.2.1. MODELAÇÃO EFECTUADA	46
3.2.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DO MACIÇO	47
3.2.3. CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS DE SUPORTE	48
3.2.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO CONSIDERADO	49
3.3. CÁLCULO BASE PARA A ESCAVAÇÃO 1	52
3.3.1. INTRODUÇÃO	52
3.3.2. INTERFACE <i>JET GROUT</i> - PAREDE MOLDADA	53
3.3.3. DESLOCAMENTOS	54
3.3.4. PRESSÕES DE TERRAS	57
3.3.5. ESFORÇOS ESTRUTURAIS	58
3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	63

4. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA NA ROTURA DE UMA LAJE DE *JET GROUT*

65

4.1. INTRODUÇÃO	65
4.2. DESLOCAMENTOS	66
4.3. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DA LAJE EM TERMOS DE TENSÕES HORIZONTAIS	67
4.3.1. APRESENTAÇÃO DA FASE 2 DE ESCAVAÇÃO	67
4.3.2. APRESENTAÇÃO DA FASE 4 DE ESCAVAÇÃO	70
4.3.3. APRESENTAÇÃO DA FASE 6 DE ESCAVAÇÃO	73
4.3.4. APRESENTAÇÃO DA FASE 8 DE ESCAVAÇÃO	76
4.4. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DA LAJE EM TERMOS DE TENSÕES TANGENCIAIS	80
4.4.1. INTRODUÇÃO	80

4.4.2. APRESENTAÇÃO DA FASE 2 DE ESCAVAÇÃO.....	81
4.4.3. APRESENTAÇÃO DA 4ª FASE DE ESCAVAÇÃO	84
4.4.4. APRESENTAÇÃO DA FASE 8 DE ESCAVAÇÃO.....	87
4.5. ESCAVAÇÃO 2, ANÁLISE DA ROTURA DA LAJE DE <i>JET GROUTING</i>	93
4.5.1. INTRODUÇÃO	93
4.5.2. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS	94
4.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	100
 5. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA E RIGIDEZ NO COMPORTAMENTO DE UMA LAJE DE <i>JET GROUT</i>	 103
5.1. INTRODUÇÃO	103
5.2. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS	104
5.3. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DA LAJE EM TERMOS DE TENSÕES	106
5.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	113
 6. ESTUDO DA INTRODUÇÃO DE DOIS NÍVEIS DE SOLO TRATADO	 115
6.1. INTRODUÇÃO	115
6.2. CARACTERIZAÇÃO DAS ESCAVAÇÕES ESTUDADAS	116
6.3. OBTENÇÃO DE DOIS CRITÉRIOS PARA O POSICIONAMENTO DA “LAJE MÓVEL”	119
6.3.1. ESCAVAÇÃO E12.....	119
6.3.2. ESCAVAÇÃO E18.....	121
6.3.3. ESCAVAÇÃO E26.....	126
6.3.4. ESCAVAÇÃO E32.....	130
6.3.5. ESCAVAÇÃO E38.....	134
6.3.6. POSICIONAMENTO DA 2ª LAJE DE <i>JET GROUT</i>	137
6.4. COMPARAÇÃO ENTRE ESCAVAÇÕES COM 1 E 2 NÍVEIS DE SOLO TRATADO	140
6.4.1. INTRODUÇÃO	140
6.4.2. ESCAVAÇÃO E18.....	140
6.4.3. ESCAVAÇÃO E26.....	144
6.4.4. ESCAVAÇÃO E32.....	149

6.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	153
7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	157
7.1. CONCLUSÕES.....	157
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	158
BIBLIOGRAFIA	159

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Deslocamentos observados no túnel ferroviário Studenterlunden em Oslo (Fernandes e Sousa, 2003 adaptada de Eide et al., 1972; Karlsrud, 1976).	5
Figura 2.2 - Vista em planta da escavação estudada (adaptada de Karlsrud et al., 2005).	6
Figura 2.3 - Secção transversal da escavação (adaptada de Karlsrud et al., 2005).	6
Figura 2.4 - Deslocamentos horizontais, numa determinada secção, da parede de contenção (adaptada de Karlsrud et al., 2005).	7
Figura 2.5 - Sequencia de execução de dry e wet mixing (Massarsch & Topolnicki, 2005).	9
Figura 2.6 - Execução da técnica DSM conjugando: a) vários trados (www.keller.co.uk); b) um só trado (Stocker and Seidel, 2005 adaptado de Massarsch & Topolnicki, 2005)	10
Figura 2.7 - Formas de tratamento possíveis de obter com colunas DSM (adaptado de Bruce et al., 2002).	11
Figura 2.8 - Vista em planta da execução de colunas DSM, formando uma “parede” de solo tratado (adaptado de Karlsrud & Andresen, 2007).	11
Figura 2.9 - Fases de execução de uma laje com colunas DSM. (adaptado de U.S Department of Transportation, 2000).	12
Figura 2.10 - Aplicação de colunas DSM numa escavação em Taipé (Ou et al., 2007): a) Planta da escavação; b) estudo paramétrico para diferentes áreas de tratamento.	13
Figura 2.11 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, nas secções A-A e B-B. para diversas hipóteses de tratamento (adaptada de Ou et al., 2007).	14
Figura 2.12 - Variação, para diferentes graus de tratamento, dos máximos assentamentos do solo (à superfície) relativamente à distância aos cantos da escavação (adaptada de Ou et al., 2007).	14
Figura 2.13 - Vista em planta do tratamento executado (adaptada de Ou et al., 2007).	15
Figura 2.14 - Comparação entre os deslocamentos previstos e verificados, nas duas paredes de maior dimensão, para as duas últimas fases de construção (adaptada de Ou et al., 2007).	15
Figura 2.15 - Princípio do <i>Compaction Grouting</i> (adaptado de Warner, 2004).	16
Figura 2.16 - Faseamento construtivo do <i>Compaction Grouting</i> , variante <i>bottom-up</i> (editado de www.haywardbaker.com)	17
Figura 2.17 - Planta da escavação (Liu et al., 2005)	19
Figura 2.18 - Secção transversal da escavação (Liu et al., 2005)	19
Figura 2.19 - Resumo dos deslocamentos horizontais em diversas zonas da intervenção (Liu et al., 2005).	20
Figura 2.20 - Relação entre o factor de segurança ao levantamento da base da escavação e o deslocamento horizontal máximo da parede (Long, 2001).	20
Figura 2.21 - Classificação dos assentamentos do solo adjacente à escavação (adaptado de Liu et al., 2005).	21
Figura 2.22 - Pormenor da vara de <i>Jet Grouting</i> : coroa e respectivos jactos (www.heidelbergcement.com) e (www.cement.org).	22
Figura 2.23 - Sequência de execução do tratamento (adaptada de www.haywardbaker.com): a) furação; b) início de Injecção; c) subida da vara e formação da coluna; d) tratamento com várias colunas.	23
Figura 2.24 - Sistemas de <i>Jet Grouting</i> (adaptada de Nikbakhtan & Osanloo, 2008): a) JET 1; b) JET 2; c) JET 3.	24

Figura 2.25 - Curvas tensão - deformação para várias amostras de colunas <i>Jet Grouting</i> (adaptado de Wen, 2005).	27
Figura 2.26 - N_{SPT} versus profundidade de escavação numa aplicação em Singapura (adaptado de Wen, 2005).	27
Figura 2.27 - Principais forças que actuam numa laje de <i>Jet Grout</i> (Shirlaw et al (2000), adaptado de Wen, 2005): a) Escavação em que as paredes de contenção penetram no estrato firme; b) escavação em que as paredes não atingem o estrato firme.	28
Figura 2.28 - Fenómeno de aumento de pressão no interior da escavação, durante execução do <i>Jet Grouting</i> . (adaptado de Wen, 2005)	30
Figura 2.29 - Localização da escavação (adaptado de Ho et al., 2005).	31
Figura 2.30 - Localização da laje de <i>Jet Grout</i> e dos mecanismos de transferência de carga. (adaptado de Ho et al., 2005).	32
Figura 2.31 - Vista em corte do estudo experimental (adaptado de Wong & Poh, 2005).	33
Figura 2.32 - Estudo experimental (adaptado de Wong & Poh, 2005): a) Efeito da execução do <i>Jet Grouting</i> nos deslocamentos horizontais do solo; b) deslocamentos horizontais do solo <i>versus</i> distância relativamente ao tratamento.	34
Figura 2.33 - Estudo experimental (adaptado de Wong & Poh, 2005): a) momento flector na parede de contenção, durante a execução do <i>Jet Grouting</i> ; b) momento flector máximo, na parede de contenção, durante a execução das várias colunas de tratamento.	35
Figura 2.34 - Malha de elementos finitos utilizada nas análises dos efeitos da execução do <i>Jet Grouting</i> na parede de contenção (adaptado de Wong & Poh, 2005).	36
Figura 2.35 - Comparação entre os deslocamentos horizontais obtidos pelo M.E.F. e medidos num inclinómetro (adaptado de Wong & Poh, 2005): a) após a construção da laje de <i>Jet Grout</i> ; b) no fim da escavação.	36
Figura 2.36 - Momento flector na parede de contenção, resultantes da execução da técnica Jet Grouting (adaptado de Wong & Poh, 2005)	37
Figura 2.37 - Técnica CSM: a) Cabeça de corte; b) baixo refluxo após execução de um painel (Stoetzer et al., 2006).	38
Figura 2.38 - Realização de uma parede CSM pela intersecção de painéis primários (P1 e P2) e Secundário (S1) (adaptado de BAUER Maschinen GmbH, 2005).	39
Figura 3.1 - Envolvente da escavação da estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa.	39
Figura 3.2 - Corte transversal da Escavação 1.	46
Figura 3.3 - Malha de elementos finitos, condições fronteira e elementos estruturais, utilizados na Escavação 1 e 2.	47
Figura 3.4 - Faseamento construtivo da Escavação 1 - Fase 0.	50
Figura 3.5 - Faseamento construtivo da Escavação 1, Fases 1 e 2.	50
Figura 3.6 - Faseamento construtivo da Escavação 1, Fases 3 e 4	50
Figura 3.7 - Faseamento construtivo da Escavação 1, Fases 3 e 4	51
Figura 3.8 - Faseamento construtivo da Escavação 1, Fases 7 e 8.	51
Figura 3.9 - Faseamento construtivo da Escavação 2, Fases 8 e 9.	51
Figura 3.10 - Faseamento construtivo da Escavação 2, Fases 10 e 11.	52
Figura 3.11 - Faseamento construtivo da Escavação 2, Fases 12 e 13.	52
Figura 3.12 - Deslocamento horizontal da parede de contenção, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0, da Escavação 1.	54

Figura 3.13 - Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0 da Escavação 1.....	55
Figura 3.14 - Distorções angulares, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0. da Escavação 1.	56
Figura 3.15 - Empolamento do fundo de escavação, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0 da Escavação 1.....	56
Figura 3.16 - Pressões de terras sobre a parede moldada, no fim da escavação, para as Escavações E1 e E0.....	57
Figura 3.17 - Orientação das tensões totais na última fase construtiva da Escavação 1: a) cálculo E0; b) cálculo E1.....	58
Figura 3.18 - Tensão horizontal, no fim da escavação, em diversas secções da laje: a) Escavação E1; b) Escavação E0.	59
Figura 3.19 - Tensão tangencial, no fim da escavação, em diversas secções da laje: a) Escavação E1; b) Escavação E0.....	60
Figura 3.20 - Variação da força no sistema de escoramento, nas diversas fases construtivas: a) Escavação E1; b) Escavação E0.	61
Figura 3.21 - Diagrama de momentos flectores, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0.	61
Figura 3.22 - Diagrama de esforço transversal, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0.	62
Figura 4.1 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para os cálculos E1 a E1_5.....	66
Figura 4.2 - Plastificação da laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 2 para os cálculos E1 a E1_5.....	68
Figura 4.3 - Tensão horizontal na laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 2, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".	69
Figura 4.4 - Deslocamento vertical da laje na Fase 2, para os cálculos E1_2 a E1_5.....	70
Figura 4.5 - Plastificação da laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 4 para os cálculos E1 a E1_5.....	71
Figura 4.6 - Tensão horizontal na laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 4, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".	72
Figura 4.7- Deslocamento vertical da laje na Fase 4, para os cálculos E1_2 a E1_5.....	73
Figura 4.8 - Plastificação da laje de <i>Jet Grout</i> na Fase 6, para os cálculos E1 a E1_5.....	74
Figura 4.9 - Tensão horizontal na laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 6, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".	75
Figura 4.10 - Deslocamento vertical da laje na Fase 6, para os cálculos E1_2 a E1_5.....	76
Figura 4.11 - Plastificação da laje de <i>Jet Grout</i> , no final da escavação, para os cálculos E1 a E1_5.	77
Figura 4.12 - Tensão horizontal na laje de <i>Jet Grout</i> , no final da escavação, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".	79
Figura 4.13 - Deslocamento vertical da laje, no final da escavação, para os cálculos E1_2 a E1_5... ..	80
Figura 4.14 - Coloração das tensões tangenciais na laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 2, para os cálculos: "E1" a "E1_5".	82
Figura 4.15 - Tensão tangencial na laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 2, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".	83
Figura 4.16 - Coloração das tensões tangenciais na laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 4, para os cálculos: "E1" a "E1_5".	84
Figura 4.17 - Tensão tangencial na laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 4, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".	85

Figura 4.18 - Ilustração de um ponto de inflexão.	86
Figura 4.19 - Pontos notáveis para a deformada da laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 4 e para o cálculo "E1_3".	86
Figura 4.20 - Decomposição da tensão de compressão em esforço axial (N) e momento flector (M). 87	
Figura 4.21 - Coloração das tensões tangenciais na laje de <i>Jet Grout</i> , na Fase 8, para os cálculos: "E1" a "E1_5".	88
Figura 4.22 - Tensão tangencial na laje de <i>Jet Grout</i> , no final da escavação, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".	89
Figura 4.23 - Tensão tangencial no elemento junta e tensão tangencial máxima, no final da escavação, para o cálculo "E1_4".	90
Figura 4.24 - Linhas de rotura para a Fase 8 do cálculo "E1_5".	91
Figura 4.25 - Pontos de plastificação na Fase 7 do cálculo "E1_5".	91
Figura 4.26 - a) Linhas de rotura, na Fase 7 do cálculo "E1_5"; b) Quadro com valores de tensão presentes no círculo de Mohr.	92
Figura 4.27 - Tensão tangencial, na Fase 7 do cálculo "E1_5" para as secções A-A', B-B' e C-C'.	92
Figura 4.28 - Coloração das tensões horizontais na laje de <i>Jet Grout</i> , para o cálculo "E2_3", considerando as diversas fases de escavação.	94
Figura 4.29 - Plastificação da laje de <i>Jet Grout</i> , em diversas fases do cálculo "E2_3".	95
Figura 4.30- Deslocamento vertical da laje de <i>Jet Grout</i> em diversas fases do cálculo "E2_3".	96
Figura 4.31 - Tensão horizontal em diversas secções da laje de <i>Jet Grout</i> , para o cálculo "E2_3": a) Fase 4;	96
Figura 4.32 - Tensão horizontal em diversas secções da laje de <i>Jet Grout</i> , para o cálculo "E2_3": a) Fase 8;	97
Figura 4.33 - Tensão horizontal em diversas secções da laje de <i>Jet Grout</i> , para o cálculo "E2_3": a) Fase 12;	97
Figura 4.34 - Diferença do deslocamento horizontal da parede de contenção, entre diversas fases do cálculo "E2_3".	99
Figura 4.35 - Força nos diversos níveis de escoras para o cálculo "E2_3".	99
Figura 5.1 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para todos os cálculos presentes no Quadro 5.1.	104
Figura 5.2 - Comparação entre deslocamentos horizontais da parede, para cálculo com redução da resistência (Cap. 4) e redução resistência e rigidez (Cap. actual), no fim da escavação, para três cálculos.	105
Figura 5.3 - Plastificação da laje de <i>Jet Grout</i> , no final da escavação, para os cálculos R1_1 a R1_7.	106
Figura 5.4 - Deslocamento vertical da laje de <i>Jet Grout</i> , no final da escavação, para os cálculos R1_1 a R1_5.	107
Figura 5.5- Comparação entre tensão horizontal de cálculos em que a resistência foi progressivamente reduzida(subcapítulo 4.3), e outros em que foi reduzida a resistência e rigidez (capítulo actual). Ambos para o final da escavação. Cálculos: a) E1_2 e R1_2; b) E1_3 e R1_3; c) E1_4 e R1_4; d) E1_5 e R1_5.	108
Figura 5.6- Tensão horizontal, no final da escavação, de cálculos com redução da resistência e rigidez: a) cálculo R1_6; b) cálculo R1_7.	108
Figura 5.7 - Tensão horizontal na laje de <i>Jet Grout</i> , no final da escavação, em diversas secções: a) cálculo R1_2; b) cálculo R1_3; c) cálculo R1_4; d) cálculo R1_5.	110

Figura 5.8 - Tensão horizontal na laje de <i>Jet Grout</i> , no final da escavação, em diversas secções: a) cálculo R1_6; b) cálculo R1_7.....	110
Figura 5.9 - Tensões na interface laje - parede de contenção, no final da escavação, para os cálculos R1_2, R1_3 e R1_7; a) tensão horizontal; b) tensão tangencial	111
Figura 5.10 - Tensão tangencial na laje de <i>Jet Grout</i> , no final da escavação, em diversas secções: a) cálculo R1_6; b) cálculo R1_7.....	112
Figura 5.11 - Pormenor da deformada da laje de <i>Jet Grout</i> , no final da escavação, para os cálculos R1_2, R1_3 e R1_7.....	112
Figura 6.1 - Novo maciço com 40 m de espessura de estrato aluvionar.....	117
Figura 6.2 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E12.....	120
Figura 6.3- Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E12.....	121
Figura 6.4 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E18.....	122
Figura 6.5 - Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E18.....	123
Figura 6.6 - Distorções angulares, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E18.....	123
Figura 6.7 - Diagrama de momento flector na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E18.....	124
Figura 6.8 - Diagrama de esforço transversal na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E18.....	125
Figura 6.9 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E26.....	126
Figura 6.10 - Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E26.....	127
Figura 6.11 - Distorções angulares, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E26.....	128
Figura 6.12 - Diagrama de momento flector na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E26.....	129
Figura 6.13 - Diagrama de esforço transversal na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E26.....	129
Figura 6.14 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E32.	131
Figura 6.15 - Volume de solo horizontalmente deslocado atrás da cortina de contenção, para os diversos posicionamentos da "laje variável" na Escavação E32.	131
Figura 6.16 - Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E32.....	132
Figura 6.17 - Diagrama de momento flector na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E32.....	133
Figura 6.18 - Diagrama de esforço transversal na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E32.....	133
Figura 6.19 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E38.	135

Figura 6.20 - Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E38.	136
Figura 6.21 - Distorções angulares, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E38.	136
Figura 6.22 - Exemplo da colocação de uma "laje móvel" abaixo da base de escavação de uma fase intermédia.	137
Figura 6.23 - Exemplo da colocação de uma "laje móvel" acima da base de escavação de uma fase intermédia.	138
Figura 6.24 - Comparação do deslocamento horizontal da parede de contenção, na Escavação E26, para localização da laje acima e abaixo da plataforma intermédia de escavação.	139
Figura 6.25 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da Escavação E18, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.	141
Figura 6.26 - Volume de solo horizontalmente deslocado, no final da escavação E18, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.	141
Figura 6.27 - Assentamentos da superfície, no fim da Escavação E18, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.	142
Figura 6.28 - Esforços desenvolvidos na parede de contenção da Escavação E18: a) momento flector; b) esforço transversal.	143
Figura 6.29 - Força nos diversos níveis de escoramento para a Escavação E18: a) cálculo "1 nível"; b) cálculo "2 níveis_(24m-26m)".	144
Figura 6.30- Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da Escavação E26, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.	145
Figura 6.31 - Volume de solo horizontalmente deslocado, no final da Escavação E26, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.	145
Figura 6.32- Assentamentos da superfície, no fim da Escavação E26, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.	146
Figura 6.33- Pressões de terra atrás da parede de contenção, no fim da Escavação E26, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.	146
Figura 6.34- Esforços desenvolvidos na parede de contenção da Escavação E26: a) momento flector; b) esforço transversal.	147
Figura 6.35 - Força nos diversos níveis de escoramento para a Escavação E26: a) cálculo "1 nível"; b) cálculo "2 níveis_(13,7m-15,7m)"; c) cálculo "2 níveis_(18,6m-20,6m)".	148
Figura 6.36 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.	149
Figura 6.37 - Volume de solo horizontalmente deslocado, no final da Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.	150
Figura 6.38 - Assentamentos da superfície, no fim da Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.	150
Figura 6.39 - Diagrama de momento flector na parede de contenção, no fim da Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.	151
Figura 6.40 - Diagrama de esforço transversal na parede de contenção, no fim da Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.	151
Figura 6.41 - Força nos diversos níveis de escoramento para a Escavação E32: a) cálculo "1 nível"; b) cálculo "2 níveis_(18,6m-20,6m)"; c) cálculo "2 níveis_(29,5m-31,4m)".	152

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Resumo dos aspectos mais relevantes da escavação apresentada.....	8
Quadro 2.2 - Vantagens e desvantagens da técnica <i>Deep Soil Mixing</i> (adaptado de U.S Department of Transportation, 2000).	10
Quadro 2.3 - Resumo das propriedades do solo tratado com a técnica <i>Deep Soil Mixing</i>	12
Quadro 2.4 - Resumo dos aspectos mais relevantes da escavação apresentada.....	16
Quadro 2.5 - Resumo dos aspectos mais relevantes, inerentes ao <i>Compaction Grouting</i> (Warner, 2004)	18
Quadro 2.6 - Resumo dos aspectos mais relevantes da escavação apresentada.....	21
Quadro 2.7 - Principais vantagens e desvantagens do sistema <i>Jet Grouting</i>	23
Quadro 2.8 - Valores limite para os parâmetros intervenientes nos diferentes sistemas de <i>Jet Grouting</i> (Carreto, 1999).	25
Quadro 2.9 - Parâmetros influentes e principais conclusões relativas à geometria de corpo tratado pela técnica <i>Jet Grouting</i> (Carreto, 1999).	26
Quadro 2.10 - Parâmetros influentes e principais conclusões relativas à resistência e deformabilidade alcançadas pelo corpo tratado através da técnica <i>Jet Grouting</i> . (Carreto, 1999).	26
Quadro 2.11 - Propriedades de solo argiloso, tratado com a técnica <i>Jet Grouting</i>	28
Quadro 2.12 - Resumo dos aspectos mais relevantes da escavação apresentada.....	32
Quadro 2.13 - Condições favoráveis e desfavoráveis à execução de painéis (adaptado de BAUER Maschinen GmbH, 2005).	39
Quadro 2.14 - Resumo dos aspectos mais relevantes inerentes ao <i>Cutter Soil Mixing</i> (adaptado de BAUER Maschinen GmbH, 2005).	40
Quadro 3.1 - Características mecânicas admitidas para o maciço (Mateus Brito et al., 2006).	48
Quadro 3.2 - Rigidez axial nos diversos níveis de escoras	48
Quadro 3.3 - Rigidez axial e à flexão da parede moldada.....	49
Quadro 3.4 - Percentagens e valores da resistência à compressão da laje de <i>Jet Grout</i> nos cálculos E1 e E0 da Escavação 1	52
Quadro 3.5 - Ângulo de atrito na interface <i>Jet Grout</i> - parede, para as diversas fases do cálculo base (E1).....	53
Quadro 3.6 - Deslocamento máximo, sua localização e relação $\delta_{\text{máx}}^h/h$ no final da escavação dos cálculos E1 e E0.....	55
Quadro 3.7 - Assentamento máximo, sua localização e relação $\delta_{\text{máx}}^h/h$ no fim da escavação dos cálculos E1 e E0.....	55
Quadro 3.8 - Momento máximo e sua localização para os cálculos E1 e E0.....	62
Quadro 3.9 - Esforço transversal máximo e sua localização para os cálculos E1 e E0.....	63
Quadro 3.10 - Aumento de força, nos níveis de escoramento, do cálculo E0 para o E1.....	63
Quadro 4.1 - Percentagens e valores da resistência à compressão da laje de <i>Jet Grout</i> nas diversas análises da Escavação 1	65
Quadro 4.2 - Localização e variação máxima do deslocamento horizontal de cálculos sucessivos....	67

Quadro 4.3 - Localização e correspondente deslocamento horizontal máximo para os cálculos E1 a E1_5, da Escavação 1	67
Quadro 4.4 - Valores máximos da tensão tangencial para a laje de <i>Jet Grout</i> , no final de escavação, para os cálculos E1_2 a E1_5	81
Quadro 4.5 - Valores de tensão presentes no círculo de Mohr da Figura 24.	91
Quadro 4.6 - Percentagens e valores da resistência à compressão da laje de <i>Jet Grout</i> , para as diversas análises da Escavação 2.	93
Quadro 5.1 - Percentagens e valores da resistência à compressão e módulo de deformabilidade da laje de <i>Jet Grout</i> , para as diversas análises.....	103
Quadro 5.2 - Diferenças entre deslocamentos horizontais da cortina, no final da escavação, para cálculos consecutivos.	105
Quadro 5.3 - Aumento do deslocamento horizontal entre os cálculos analisados na Figura 2.	106
Quadro 6.1 - Características gerais das escavações estudadas.....	116
Quadro 6.2 - Características físicas e mecânicas dos diversos estratos que compõem o maciço estudado.	117
Quadro 6.3 - Características do sistema de escoramento para as escavações E12, E18, E26, E32 e E38.....	118
Quadro 6.4 - Características da parede de contenção introduzidas no programa PLAXIS®	118
Quadro 6.5- Faseamento construtivo para as escavações E12, E18, E26, E32 e E38	119
Quadro 6.6 - Influência do posicionamento da laje de solo tratado no volume de solo deslocado atrás da cortina, para a Escavação E12.....	121
Quadro 6.7 - Influência do posicionamento da laje de solo tratado no volume de solo deslocado atrás da cortina, para a Escavação E18.....	122
Quadro 6.8 - Valores absolutos de momento e esforço transversal máximos, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E18.....	125
Quadro 6.9 - Cálculos seleccionados na Escavação E18 para o critério deslocamentos e esforços.	126
Quadro 6.10 - Influência do posicionamento da laje de solo tratado no volume de solo deslocado atrás da cortina, para a Escavação E26.....	127
Quadro 6.11 - Valores absolutos de momento e esforço transversal máximos, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E26.	130
Quadro 6.12 - Cálculos seleccionados na Escavação E26 para o critério deslocamentos e esforços.	130
Quadro 6.13 - Valores absolutos de momento flector e esforço transversal máximos, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E32.....	134
Quadro 6.14 - Cálculos seleccionados na Escavação E32 para o critério deslocamentos e esforços.	134
Quadro 6.15 - Influência do posicionamento da laje de solo tratado no volume de solo deslocado atrás da cortina, na Escavação E38.	135
Quadro 6.16 - Posicionamento da "laje móvel", distância entre centros de lajes e volumes de solo deslocado para colocação da laje acima e abaixo de cada fase da Escavação E26.....	138
Quadro 6.17 - Assentamento máximo da superfície e respectiva distância relativamente à parede de contenção, para os cálculos da Escavação E18 com 1 e 2 níveis de solo tratado.	142

Quadro 6.18 - Momentos flectores e esforços transversos máximos na Escavação E18, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.	143
Quadro 6.19 - Momentos flectores e esforços transversos máximos na Escavação E26, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.	148
Quadro 6.20 - Momentos flectores e esforços transversos máximos na Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.	152
Quadro 6.21 - Quadro resumo do melhor posicionamento para o solo tratado - critério deslocamentos.	153
Quadro 6.22 - Critério de posicionamento da "laje móvel" para o melhor deslocamento horizontal da parede de contenção e assentamento do solo à superfície.	154
Quadro 6.23 - Quadro resumo do melhor posicionamento para o solo tratado - critério esforços	154
Quadro 6.24 - Critério de posicionamento da "laje móvel" para os melhores esforços de dimensionamento da parede de contenção.	155
Quadro 6.25 - Resumo, para as diversas escavações, da diferença entre o cálculo com 1 nível de tratamento e o melhor com 2 níveis de tratamento.....	155

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

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

Alfabeto latino

c_u - resistência não drenada do solo

E – módulo de elasticidade

h - profundidade de escavação; altura entre a superfície e o local de injeção de material [m]

K_0 - coeficiente de impulso em repouso

N_{SPT} - número de pancadas, de acordo com ensaio SPT

P - pressão do tratamento de *Jet Grouting* no solo, caso o buraco de furação esteja entupido

P_f - pressão necessária para as lamas alcançarem a superfície

q_c - resistência de ponta do ensaio CPT

q_u - resistência à compressão

Alfabeto grego

α - distorção angular

γ - peso volúmico do solo

δ_v - deslocamento vertical

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

ν - coeficiente de Poisson

σ'_f - tensão efectiva máxima

σ'_{mob} - tensão efectiva mobilizada

σ_x - tensão horizontal

σ_y - tensão vertical

τ_f - tensão tangencial máxima

τ_{mob} - tensão tangencial mobilizada

$\emptyset$ - ângulo de atrito

$\emptyset_{\text{mob}}$ - ângulo de atrito mobilizado

Abreviaturas mais utilizadas

CPT - Cone Penetration Test

CSM - Cutter Soil Mixing

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

PF - Pré - Furação

SPT - Standard Penetration Test

UCS - Unconfined Compressive Strength

1

INTRODUÇÃO

Ao longo das últimas décadas, o êxodo da população rural do interior de Portugal para o litoral, em busca de novas oportunidades e melhores condições de vida, foi talvez o principal factor que motivou o grande crescimento das principais cidades portuguesas, particularmente Lisboa e Porto. Esta realidade tem conduzido a uma saturação do espaço à superfície, sendo cada vez mais frequente a construção na vertical e consequente aproveitamento do subsolo para fins de estacionamento automóvel. As necessidades constantes de mobilidade, associadas ao congestionamento cada vez mais frequente dos centros urbanos, tem conduzido ao desenvolvimento de novos meios de transporte que implicam a realização de túneis rodoviários ou ferroviários bem como de estações de metropolitano.

Para a execução deste tipo de construções são necessárias escavações que, pelas suas dimensões e localização, são quase sempre de face vertical, exigindo uma estrutura de contenção flexível que tem de ser suportada por diversos níveis de escoras quando a escavação se realiza em espessos estratos de solos argilosos moles.

A execução de escavações profundas em estratos argilosos, utilizando soluções tradicionais, mobiliza pressões elevadas atrás da parede de contenção que se traduzem em deslocamentos horizontais da própria contenção e consequentemente assentamentos do solo à superfície. Esta situação torna-se inadmissível em meios urbanos, pela presença de edifícios históricos na envolvente, especialmente sensíveis a pequenos deslocamentos.

O desenvolvimento na década de 70 de técnicas que permitem o melhoramento das características naturais de resistência e rigidez do solo, associadas à adopção de estruturas de contenção mais rígidas (prolongadas até um estrato mais competente) tem permitido solucionar cada vez melhor estas dificuldades.

Escavações com melhoria das propriedades do solo na zona passiva da escavação, como forma de minorar os deslocamentos das paredes de contenção, foram já realizadas com sucesso em Lisboa (estações do metropolitano Cais do Sodré (1998), Santa Apolónia (2005) e Terreiro do Paço (2007)).

É precisamente dentro deste âmbito que se insere o presente trabalho. Pretende-se, assim, estudar as consequências da execução do tratamento do solo na estrutura de contenção e edifícios adjacentes. O tema tem bastante pertinência na medida em que a realização deste tipo de obras é cada vez mais frequente, podendo envolver num futuro próximo técnicas recentemente desenvolvidas como é o caso do *Cutter Soil Mixing*, que potenciará a obtenção de deslocamentos cada vez menores.

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

No capítulo 2 são apresentadas diversas técnicas de melhoramento das propriedades do solo. São também divulgados, no âmbito anteriormente identificado, casos práticos de aplicação em escavações urbanas, sublinhando-se sempre que possível as principais conclusões. Ao longo da exposição são focadas com especial atenção as geometrias possíveis de executar e as propriedades do solo tratado normalmente obtidas. No final do capítulo é apresentado um quadro que resume diversos trabalhos estudados na bibliografia da especialidade.

Nos capítulos 3, 4 e 5 é assumida para estudo, após algumas alterações, a escavação para a Estação do Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa. São modeladas no programa de cálculo por elementos finitos PLAXIS® duas escavações, com a mesma profundidade e diferente faseamento, em que é posicionada uma laje de *Jet Grout* imediatamente abaixo da base de escavação.

No capítulo 3 são definidas as características do maciço e da estrutura de contenção considerados para a escavação referida. É realizado um cálculo comparativo, entre uma escavação com e sem laje de *Jet Grout* na base de escavação, em que se aferem as vantagens da realização da laje de *Jet Grout*.

No capítulo 4 são realizados vários conjuntos de cálculos em que a resistência da laje é progressivamente reduzida (mantendo-se todavia a sua rigidez constante de cálculo para cálculo) até atingir a rotura. O estudo incidiu na compreensão do comportamento da laje ao longo das diversas fases de escavação, nomeadamente análise de tensões e deslocamentos, tendo como fim a compreensão e a explicação do modo de rotura da laje e de fenómenos associados.

No capítulo 5 procede-se a novas análises com redução simultânea da resistência e rigidez da laje. É analisado o fenómeno de rotura da laje e são efectuadas comparações relativamente aos cálculos realizados no capítulo 4.

No capítulo 6 são estudadas diversas escavações, nas quais foram introduzidos dois níveis de laje de solo tratado por *Jet Grouting*. O objectivo é a obtenção de dois critérios que balizem a localização de uma dessas lajes (já que a outra é admitida abaixo da base de escavação), tendo em conta o menor deslocamento horizontal possível das paredes de contenção (logo do solo à superfície) e os menores esforços de dimensionamento. São também realizados cálculos em que se comparam os esforços e deslocamentos em escavações com um e dois níveis de solo tratado.

No último capítulo incluem-se algumas considerações finais nas quais se resumem os aspectos mais importantes e as conclusões mais relevantes do presente trabalho. São ainda apontados alguns temas susceptíveis de estudo no futuro.

2

TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS PARA A REALIZAÇÃO DE ESCAVAÇÕES PROFUNDAS.

2.1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento subterrâneo das cidades, especialmente em zonas aluvionares, tem impulsionado o crescimento de técnicas que permitem o melhoramento das propriedades do solo. Este melhoramento, quando realizado no interior de uma escavação, permite um travamento das paredes de contenção que a suportam e consequentemente tem efeito minorador dos distúrbios do solo à superfície.

O presente capítulo pretende abordar as principais tecnologias na forma como permitem efectuar o tratamento do solo e nas resistências e geometrias possíveis de alcançar. Posteriormente são apresentados alguns casos, em que cada uma das diferentes técnicas foi utilizada para a realização de escavações em solos argilosos moles, com o objectivo da mitigação dos deslocamentos das paredes de contenção, por via do aumento da resistência passiva do solo e da adesão solo-estrutura.

Primeiramente será abordada a técnica de realização de painéis transversais de betão (amplamente divulgada pela obra do metro de Oslo a que esteve associada). Serão também apresentados os métodos: *Deep Soil Mixing* (DSM), *Compaction Grouting*, *Jet Grouting* e por fim a técnica mais recentemente introduzida em Portugal, que se espera bastante promissora, designada por *Cutter Soil Mixing* (CSM).

2.2. PAREDES MOLDADAS

2.2.1. INTRODUÇÃO

A técnica de realização de painéis transversais de betão, consiste na execução de painéis perpendiculares às paredes longitudinais de contenção da escavação, como forma de travar a sua convergência durante o faseamento construtivo. 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. Por serem de difícil desmonte, são normalmente realizados abaixo da base de escavação.

Estes painéis são executados pela técnica de paredes moldadas e por isso são realizados *in situ*, a partir da superfície, por meio da escavação no terreno de valas profundas e alargadas, sem necessidade de entivacões.

Em seguida são divulgados alguns exemplos de aplicação em que esta técnica foi empregue.

2.2.2. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

2.2.2.1. Escavação para execução do túnel Studenterlunden, localizado no centro de Oslo.

O caso mais bem descrito da utilização de septos de paredes moldadas como forma de obtenção das condições de apoio necessárias à parte enterrada da cortina, bem como na garantia do coeficiente de segurança necessário à realização da escavação sem ocorrência de levantamento do fundo da mesma é o do túnel Studenterlunden no centro do Oslo. A descrição seguidamente apresentada é da autoria de Karlsrud & Andresen, 2008 (adaptada de Eide et al., 1972; Karlsrud, 1976).

O túnel tem dois andares e foi construído através da técnica *cut-and-cover* para um troço da linha do metropolitano e comboio locais.

A escavação desenvolveu-se ao longo de mais de 240 m de comprimento em solos argilosos moles, ao longo dos quais o estrato firme se encontrava a profundidades entre os 35 m e 40 m. As dimensões da escavação foram de 15,5 m e 10,5 m, respectivamente profundidade e largura. As paredes de contenção e os painéis transversais, ambos com 1,0 m de espessura, foram executados através da técnica de paredes moldadas.

Em seguida são apresentadas as principais etapas de construção do túnel em causa.

1. Instalação de painéis de parede moldada com 1,0 m de espessura e 4,5 m de largura até aos 21 m de profundidade, ou seja, 5,5 m abaixo da base de escavação, de modo a formar o revestimento permanente para o túnel.
2. Execução, anterior aos trabalhos de escavação, de painéis transversais de parede moldada. Estes foram iniciados imediatamente abaixo da base de escavação e prolongados cerca de 4,5 m. O espaçamento longitudinal entre os diversos painéis foi também de 4,5 m.
3. Início da escavação e execução da laje de topo, imediatamente abaixo da superfície.
4. Continuação dos trabalhos de escavação, concomitante à execução do andar superior do túnel e da laje intermédia.
5. Escavação para o túnel inferior e construção da laje inferior sobre o topo dos septos de parede moldada.

O túnel foi construído com sucesso entre 1973 e 1975, sem terem ocorrido acidentes (Karlsrud 1975 e 1981). Na Figura 2.1 são apresentados os deslocamentos laterais ao longo de algumas fases de escavação.

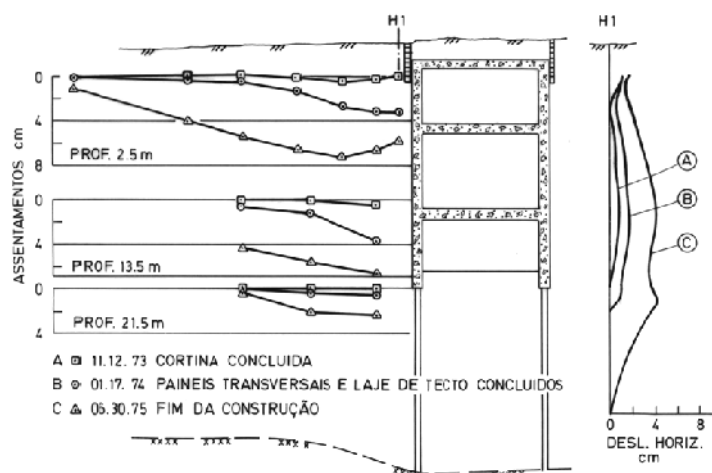


Figura 2.1 - Deslocamentos observados no túnel ferroviário Studenterlunden em Oslo (Matos Fernandes e Almeida e Sousa, 2003, adaptada de Eide et al., 1972; Karlsrud, 1976).

De um modo geral pode-se dizer que os painéis transversais proporcionaram, durante o faseamento da escavação, condições de travamento bastante favoráveis às paredes de contenção laterais. A compartimentação em blocos, do solo subjacente à escavação, limitado nos quatro lados por paredes de contenção, assegurou a estabilidade do fundo (Matos Fernandes e Almeida e Sousa, 2003). O deslocamento máximo horizontal de 43 mm ocorreu imediatamente abaixo da base dos painéis e correspondeu a aproximadamente 0,3% da profundidade de escavação, o que para a época foi um feito notável.

Concluiu-se que o deslocamento de 32 mm observado ao nível dos painéis transversais é bastante superior aos cerca de 0,3 mm provenientes da compressão do betão devido aos esforços induzidos pelas paredes de contenção. Esta diferença de valores pode ser explicada pela falta de limpeza das juntas entre os painéis e as paredes longitudinais, bem como por algumas imperfeições existentes entre as juntas dos diversos painéis.

É também importante referir que os assentamentos ao nível da superfície foram cerca do dobro dos deslocamentos laterais. Esta situação foi devida à consolidação do estrato argiloso, acentuada pela drenagem provocada pela execução dos painéis de parede moldada; este é um aspecto importante que não deve ser ignorado quando se realizam este tipo de escavações, principalmente em maciços argilosos moles.

2.2.2.2. Escavação para a execução de um túnel rodoviário pelo método *cut-and-cover*.

A realização de um túnel rodoviário na cidade de Gothenburg (Suécia), através do método *cut-and-cover*, no qual parte da escavação foi executada sobre um espesso estrato argiloso, é em seguida, motivo de observação. O caso apresentado tem por base o estudo de Karlsrud et al., 2005.

A escavação desenvolveu-se ao longo de aproximadamente 230 m e é apresentada na Figura 2.2. Do lado Oeste (zona A1) o túnel apresenta profundidade máxima de 17 m e foi fundado sobre rocha firme.

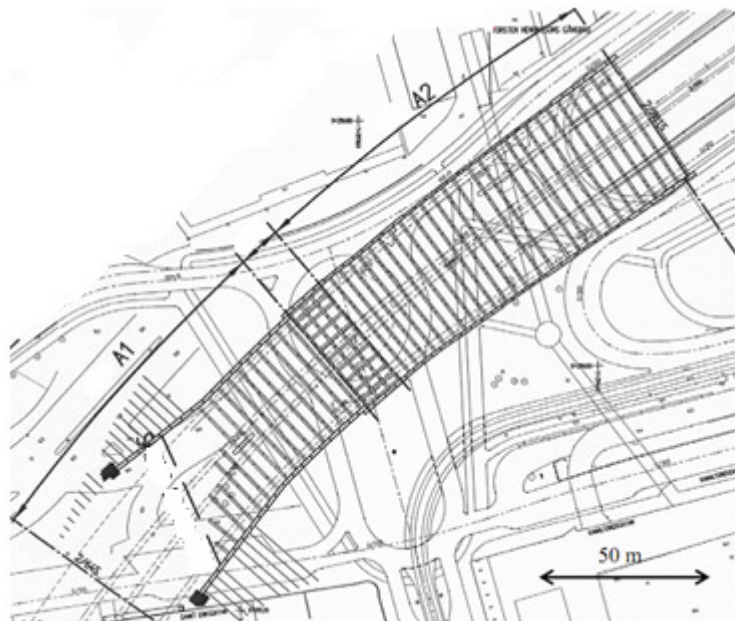


Figura 2.2 - Vista em planta da escavação estudada (adaptada de Karlsrud et al., 2005).

À medida que se avança para Este (zona A2) o túnel começa a emergir ficando o seu topo situado a cerca de 8 m da superfície. No entanto, a profundidade em relação ao estrato firme aumenta progressivamente, verificando-se distâncias superiores a 60 m. Esta situação levou a que as paredes de contenção que ladeiam a escavação não pudessem atingir o estrato firme, optando-se por mantê-las no estrato argiloso mole. Este facto, associado às propriedades do solo e a restrições impostas pelo dono de obra (relativamente aos deslocamentos horizontais das paredes de contenção e assentamentos do solo à superfície densamente povoada), levou à adopção de uma estrutura de contenção com realização de painéis transversais de betão.

A solução adoptada é apresentada na Figura 2.3 e consistiu na execução, longitudinalmente ao longo de toda a escavação, de paredes moldadas como principal elemento de suporte temporário, travadas transversalmente por painéis de betão. Estes têm utilidade, como estrutura rígida que une as duas paredes de contenção laterais, na redução dos deslocamentos e na redução do risco da ocorrência do levantamento da base de escavação, uma vez que a malha formada aumenta a resistência de ponta e a superfície de adesão solo-estrutura.

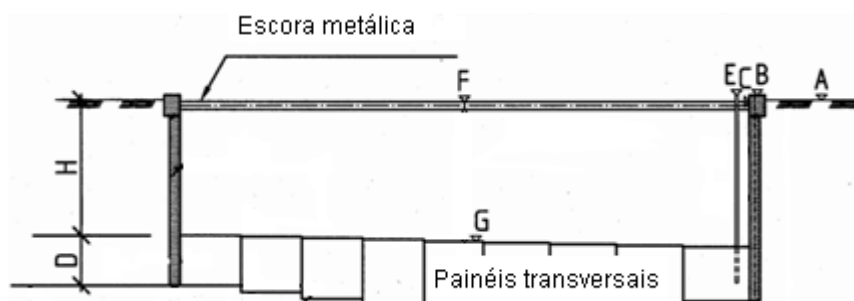


Figura 2.3 - Secção transversal da escavação (adaptada de Karlsrud et al., 2005).

Os painéis transversais foram sempre dispostos ao meio de cada painel da parede longitudinal e espaçados de 4,5 m. Para além deste apoio foi também considerada a colocação, antes do início dos trabalhos de escavação, de um nível de escoras metálicas no topo da parede de contenção. É também visível na Figura 2.3 a existência de vigas de coroamento no topo das paredes laterais, para a promoção de uma maior ligação entre os diversos painéis e consequente distribuição de esforços para as escoras metálicas.

Para uma correcta definição da geometria dos painéis transversais teve-se em conta várias combinações possíveis de esforços horizontais (compressão induzida pelo deslocamento das paredes longitudinais) e verticais (levantamento provocado pelo solo abaixo da base de escavação).

Existem assim duas grandes combinações de esforços. Uma, correspondente ao menor esforço axial combinado com o maior esforço vertical, é especialmente gravosa para a mobilização da adesão solo-painel e concentração de tensões elevadas junto dos painéis do meio da escavação. A outra corresponde à mobilização da menor força vertical e maior força horizontal, onde a resistência do painel bem como a qualidade da ligação painel-parede é avaliada.

Na determinação da máxima força vertical suportada pelo conjunto de painéis, verificou-se que o valor obtido depende fortemente do factor de segurança escolhido, da flexibilidade dos painéis e da resistência e rigidez de todo o sistema (painéis e paredes de contenção). O valor obtido está contudo limitado à máxima mobilização da resistência de ponta e adesão solo-estrutura.

Do dimensionamento resultou que os painéis deveriam ter a espessura de 0,8 m e ser prolongados cerca de 3 m para além da base de escavação (altura D, Figura 2.3)

Na Figura 2.4 é apresentada a comparação entre os deslocamentos horizontais medidos e os obtidos no programa PLAXIS® para dois módulos de deformabilidade distintos.

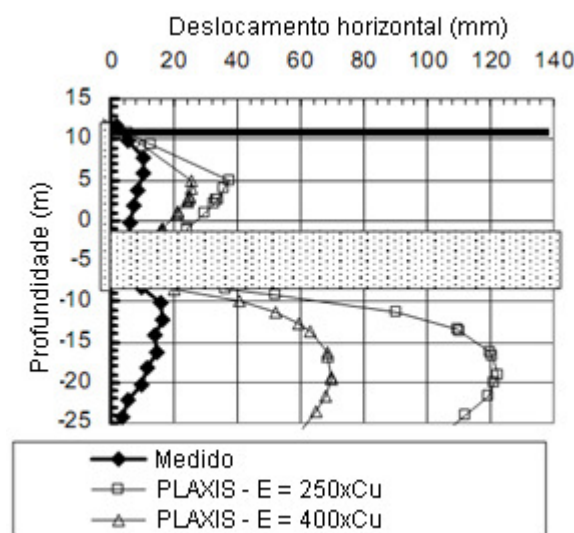


Figura 2.4 - Deslocamentos horizontais, numa determinada secção, da parede de contenção (adaptada de Karlsrud et al., 2005).

Como esperado, quanto maior é o módulo de deformabilidade, menores são os deslocamentos. A discrepância entre os valores de resistência não drenada obtidos e esperados levaram, após o término dos

trabalhos, à conclusão de que poderia ter-se reduzido a profundidade das paredes longitudinais de contenção, mantendo à mesma profundidade os painéis transversais.

Após se ter atingido a base de escavação concluiu-se que o ponto G, representado na Figura 2.3, se deslocou ascendentemente entre 20 mm a 40 mm, o que é explicado pelo ligeiro levantamento do fundo de escavação (situação que era esperada pois o posicionamento dos painéis promoveu a estabilidade do fundo de escavação).

O deslocamento vertical entre os painéis verticais e a paredes de contenção foi obtido pela diferença entre os valores medidos nos pontos E e C. Desta análise concluiu-se que a diferença não excedeu os 5 mm, o que confirma a boa ligação painel-parede.

O movimento vertical relativo entre o ponto médio da parede de septos (ponto G) e o ponto E situado nos painéis próximos da parede de contenção, revelou uma diferença de 15 mm, ou seja, o dobro do previsto nas modelações efectuadas no programa PLAXIS[®]. Tal, é indicador da deficiências de ligação entre os diversos painéis e (ou) uma elevada concentração de tensões sob os painéis localizados a meio-vão da escavação.

Quadro 2.1 - Resumo dos aspectos mais relevantes da escavação apresentada.

Resumo
Características da escavação
-Dimensões: 230 m de comprimento; largura entre 35 m e 40 m;
-Profundidade de escavação: 17 m.
-Contenção: Paredes moldadas com espessura de 0,8 m e 20 m de altura.
-Solo: argiloso (distância entre a base de escavação e o estrato firme é superior a 60 m).
Solução
-Execução de painéis de parede moldada transversais às paredes e contenção, prolongados 3 m para além da base de escavação.
-Espaçamento longitudinal entre painéis: 4,5 m.
Principais conclusões
-Limite para o deslocamento horizontal: 20-100 mm.
-Deslocamento horizontal alcançado: <20 mm.
-Grandes dificuldades em garantir boa ligação entre os diversos painéis transversais bem como na ligação painel-parede.
-Maior deslocamento horizontal ocorreu abaixo dos septos.

2.3. DEEP SOIL MIXING (DSM)

2.3.1. INTRODUÇÃO

A tecnologia conhecida internacionalmente por *Deep Soil Mixing* assente numa mistura solo-cimento teve origem simultaneamente na Suécia e no Japão por volta dos anos 70 (Bruce, 2002). Estudos posteriores na Suécia, levaram em 1975 a incorporar na mistura cal e outros aditivos, utilizando para tal diferentes técnicas de mistura e cabeças de rotação. Actualmente o DSM é uma tecnologia de tratamento do solo *in situ* com incorporação de cimento e (ou) outros materiais, que podem ser introduzidos na forma seca (*dry mixing*) ou em pasta (*wet mixing*).

O objectivo deste método é melhorar as características do solo *in situ* (compressibilidade, resistência ao corte e permeabilidade) através de aditivos químicos que reagem com o solo.

Actualmente existem inúmeras variantes do chamado *Deep Soil Mixing*. O agrupamento e a classificação de cada variante podem ser feitos de acordo com o método de mistura (por rotação do trado ou por injeção de material) ou pelo tipo de material injectado (*dry* ou *wet mixing*) (Massarsch & Topolnicki, 2005)

O processo de execução, identificável na Figura 2.5, é mais ou menos comum às diferentes variantes do método e consiste no posicionamento, penetração e retorno do equipamento de mistura. De um modo geral compreende as seguintes etapas:

1. posicionamento do trado na vertical;
2. penetração do trado até à profundidade desejada, com desagregação do solo;
3. ascensão do trado a um ritmo constante à medida que a mistura previamente preparada é injectada a baixa pressão pelo interior do trado; pelo processo de rotação o solo é envolvido com o aglutinante;
4. execução da coluna até a cota pretendida.

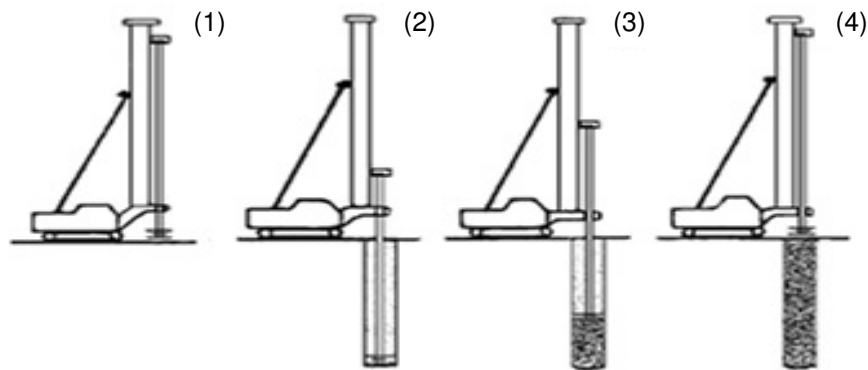


Figura 2.5 - Sequência de execução de *dry* e *wet mixing* (Massarsch & Topolnicki, 2005)

O solo tratado apresenta, normalmente, elevada resistência, baixa permeabilidade e menor compressibilidade que o solo original. No entanto, a densidade final é inferior à inicial. As propriedades obtidas reflectem as características do solo, as variáveis inerentes ao processo construtivo (nomeadamente a qualidade da mistura, método de mistura, etc) e os parâmetros operacionais utilizados (velocidade da mistura, velocidade de descida e de subida do trado, etc).

O *dry mixing* é principalmente utilizado para um melhoramento de solos coesivos enquanto o *wet mixing* é dirigido para solos granulares. É de referir que, para algumas aplicações, tais como em tratamentos relacionados com a prevenção de liquefacção, o *dry mixing* pode também ser usado em solos granulares soltos.



(a)



(b)

Figura 2.6 - Execução da técnica DSM utilizando: a) vários trados (www.keller.co.uk); b) um só trado (Stocker & Seidel, 2005 adaptado de Massarsch & Topolnicki, 2005)

Inicialmente no processo de *dry mixing* era apenas introduzida cal. No entanto, o desenvolvimento da técnica levou à adição de cimento. O processo de tratamento com colunas de cimento-cal é especialmente adequado para argilas moles e é maioritariamente utilizado nos países nórdicos. A proporção da mistura varia de caso para caso, ou seja, depende das características do solo e das exigências do projecto. É normalmente empregue uma mistura paritária, com a qual se obtém uma melhoria das propriedades do solo variável entre 10% e 30%, face às propriedades iniciais. Nos países orientais, nomeadamente no Japão, a melhoria é de cerca de 50%, o que evidencia uma diferença substancial entre as técnicas Japonesa e Europeia (Massarsch & Topolnicki, 2005).

Relativamente ao *wet mixing*, o processo de execução é idêntico ao descrito para o *dry mixing*. No entanto, o principal aglutinante utilizado na mistura é o cimento, ao qual podem ser adicionados outros constituintes. Conforme atesta a Figura 2.6, a mistura pode ser executada por meio de trados contínuos, curtos ou múltiplos.

O Quadro 2.2 apresenta as diversas vantagens e desvantagens do método.

Quadro 2.2 - Vantagens e desvantagens da técnica *Deep Soil Mixing* (adaptado de U.S Department of Transportation, 2000).

Deep Soil Mixing	
Vantagens	-Baixa quantidade de material de refluxo. -Baixa vibração e ruído durante a execução. -Baixos custos de produção para profundidades até 40 m. -Facilmente utilizado em quase todo o tipo de solos.
Desvantagens	-Necessidade de muito espaço em obra. -Não adequado para solos demasiado densos, consistentes e com presença de calhaus. -Elevado custo de mobilização dos equipamentos. -Uniformidade e qualidade do solo tratado dependem de bastantes factores.

2.3.2. GEOMETRIAS DO SOLO TRATADO

Dependendo do fim, é possível realizar diferentes formas de tratamento, conjugando de modo diferente a execução e intersecção das colunas de solo tratado.

Normalmente são realizadas colunas de diâmetro entre 0,5 m e 1,2 m e profundidades entre 15 m e 25 m. Nos países orientais a técnica está mais desenvolvida, existindo equipamentos com mais de uma vara (Figura 2.6a) que permitem o tratamento a profundidades maiores. A Figura 2.7 apresenta algumas das geometrias possíveis de realizar pela intersecção de colunas.

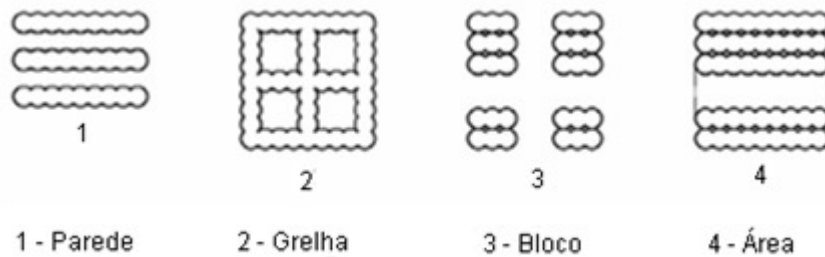


Figura 2.7 - Formas de tratamento possíveis de obter com colunas DSM (adaptado de Bruce et al., 2002).

Segundo Karlsrud & Andresen (2007) podem também ser executadas colunas DSM entre as duas paredes de contenção de uma escavação. Para tal deve ser garantida uma determinada sobreposição, por forma a originar uma “parede” compacta, conforme é apresentado na Figura 2.8. Contudo, pelo facto de as colunas serem executadas após a parede de contenção, não se consegue garantir uma boa ligação entre o tratamento e parede. Tal deve ser solucionado com a realização de colunas “extra” que garantam um contacto adicional.

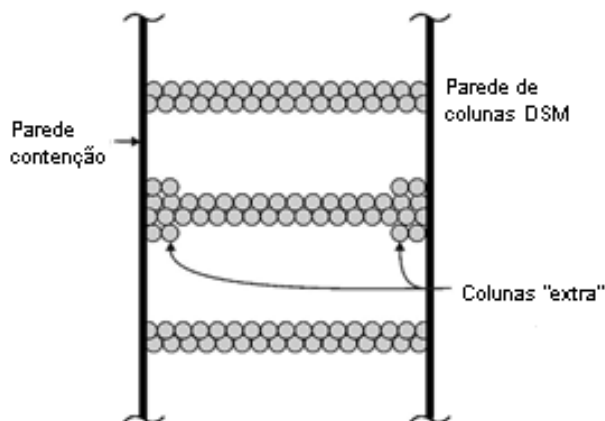


Figura 2.8 - Vista em planta da execução de colunas DSM, formando uma “parede” de solo tratado (adaptado de Karlsrud & Andresen, 2007)

Existe ainda a possibilidade de efectuar um tratamento contínuo (laje) ao longo de toda a área de escavação. Na Figura 2.9 é apresentado o faseamento necessário, que consiste na sobreposição de colunas individuais.

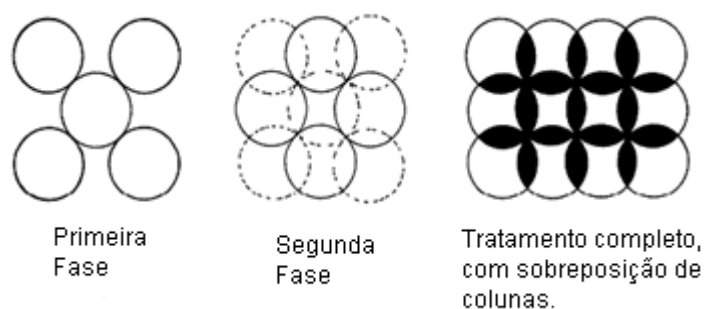


Figura 2.9 - Fases de execução de uma laje com colunas DSM. (adaptado de U.S Department of Transportation, 2000).

A sobreposição de colunas é um aspecto crucial quando se executam tratamentos como os evidenciados nas figuras anteriores. A manutenção da verticalidade das colunas ao longo de toda a zona de sobreposição, bem como a existência de uma área de intersecção adequada são aspectos fundamentais para a obtenção da resistência desejada.

2.3.3. PROPRIEDADES DO SOLO TRATADO

O Quadro 2.3 contém, de uma forma resumida, as diversas propriedades do solo tratado.

Quadro 2.3 - Resumo das propriedades do solo tratado com a técnica *Deep Soil Mixing*.

Propriedades do solo tratado com <i>Deep Soil Mixing</i>
Resistência à Compressão (UCS)
- 0,2 a 2 MPa em solos coesivos (U.S Department of Transportation, 2000); - 0,2 a 1 MPa - <i>dry mixing</i> - tratamento com cal e calda de cimento em solos argilosos moles orgânicos (Holm (2005) e Åhnberg (2006) adaptado de Karlsrud & Andresen, 2007); - 0,2 a 2 MPa - <i>dry mixing</i> - tratamento com calda de cimento em solos argilosos moles (Karlsrud & Andresen, 2007); - 1 a 6 MPa - <i>wet mixing</i> - tratamento com calda de cimento em solos argilosos moles (Terashi, 2005 adaptado de Karlsrud & Andresen, 2007);
Módulo de deformabilidade
- 150-500 vezes os valores de UCS, (U.S Department of Transportation, 2000).
Tensão de corte
- 40-50% os valores de UCS, quando UCS < 1MPa (rácio com tendência a decrescer com o aumento de UCS), (U.S Department of Transportation, 2000).

2.3.4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

2.3.4.1. Escavação em meio urbano na cidade de Taipé

O caso de obra em seguida apresentado retrata uma escavação em meio urbano divulgada por Ou et al., 2007. Para além do sistema de escoras metálicas utilizado, foi também fomentado o melhoramento do solo de escavação com recurso à técnica de *Deep Soil Mixing*. Um aspecto peculiar e interessante

desta obra foi o facto de se tirar partido da maior resistência das paredes de contenção junto aos cantos, não se efectuando, por isso, tratamento do solo em toda a área de escavação.

A obra em causa, apresentada na Figura 2.10a, tem 51,65 m de comprimento por 23,75 m de largura e uma profundidade de 9,30 m. Foi suportada por paredes moldadas com 0,6 m de espessura e 21 m de altura. Os solos em causa consistem em camadas alternadas de areia e argila mole.

Devido às dimensões da escavação e considerando que apenas se encontravam edifícios sensíveis, fundados sobre sapatas, nas imediações da maior dimensão da escavação, decidiu-se que não seria necessário proceder ao melhoramento do solo em toda a área, mas apenas nas zonas essenciais para reduzir os danos sobre os edifícios.

A maior resistência da estrutura junto dos cantos, juntamente com o facto de se virem a observar deslocamentos inferiores próximo da menor dimensão da escavação, foi motivo para que fossem executados uma série de estudos paramétricos (num modelo de elementos finitos, com as áreas de tratamento apresentadas na Figura 2.10b).

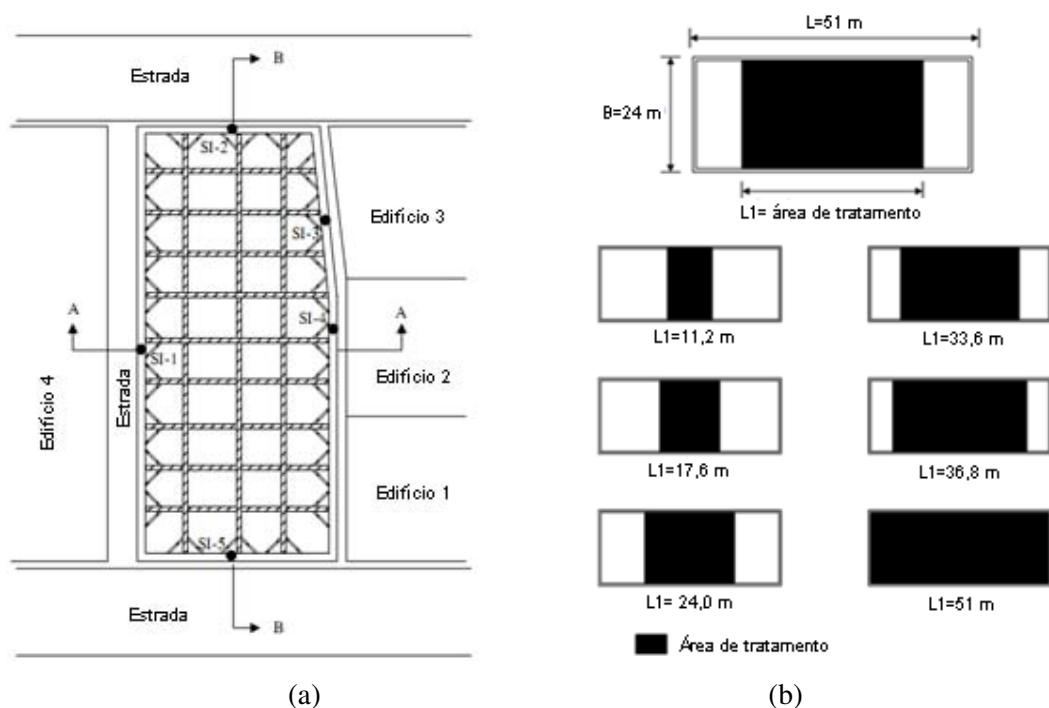


Figura 2.10 - Aplicação de colunas DSM numa escavação em Taipé (Ou et al., 2007): a) Planta da escavação; b) estudo paramétrico para diferentes áreas de tratamento.

Nesta fase de estudo foram admitidas como propriedades de solo tratado 2 MPa de resistência à compressão, a relação $E/c_u = 400$ para o módulo de deformabilidade. O coeficiente de Poisson foi de 0,3.

Pela análise dos deslocamentos horizontais da parede de contenção, presentes na Figura 2.11, constata-se o efeito benéfico da realização do melhoramento do solo com a técnica DSM. O deslocamento máximo na secção A-A foi reduzido de 6,5 cm ($L1 = 0$) para 4,1 cm, com o mínimo de tratamento previsto ($L1 = 11,2$ m) e para cerca de 3,2 cm com o máximo de tratamento ($L1 = 51$ m).

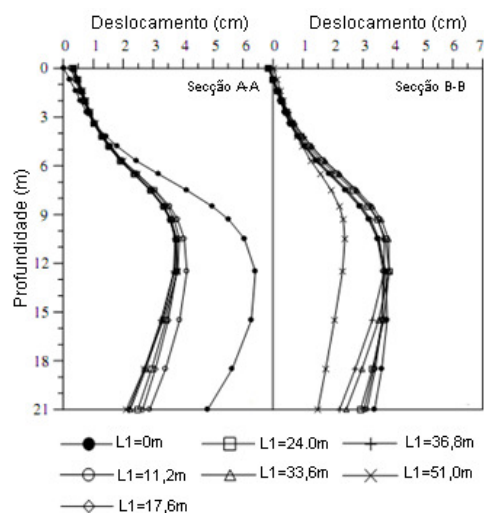


Figura 2.11 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, nas secções A-A e B-B. para diversas hipóteses de tratamento (adaptada de Ou et al., 2007).

A Figura 2.12 atesta o efeito bastante evidente da redução promovida pelo tratamento, não só do máximo assentamento do solo, como também por deslocar a secção onde ele ocorre para próximo do canto, isto é, a secção de máximo assentamento deixa de se situar a “meio vão” para se situar mais próximo dos cantos. É possível também verificar que o tratamento deixa de promover uma redução significativa dos assentamentos a partir de $L1 = 33,6$ m. Outro dado importante é a quase sobreposição dos deslocamentos a uma distância próxima dos 8 m do canto da escavação, o que significa que deixa de ser proveitoso proceder ao tratamento a partir desta distância.

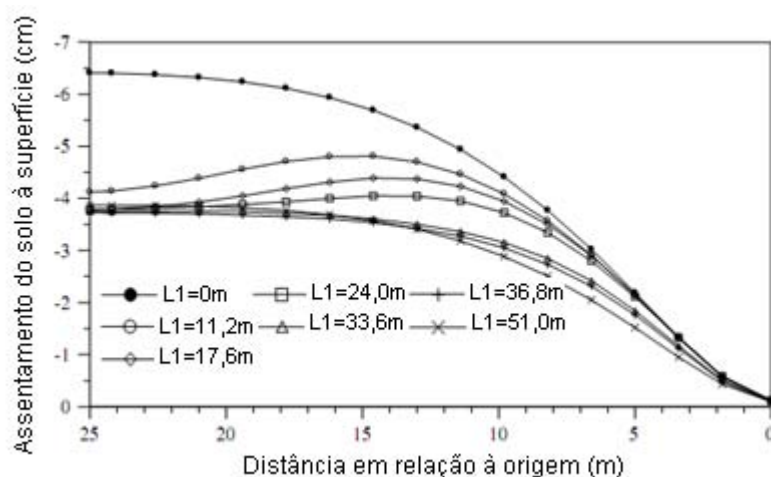


Figura 2.12 - Variação, para diferentes graus de tratamento, dos máximos assentamentos do solo (à superfície) relativamente à distância aos cantos da escavação (adaptada de Ou et al., 2007).

Na prática, e por uma questão de segurança, foi decidido aplicar o tratamento correspondente a $L1 = 36,8$ m, ou seja, a uma distância de cerca de 7 m dos cantos não foram realizadas colunas de DSM. Uma vista geral, em planta, do tratamento aplicado é apresentada na Figura 2.13.

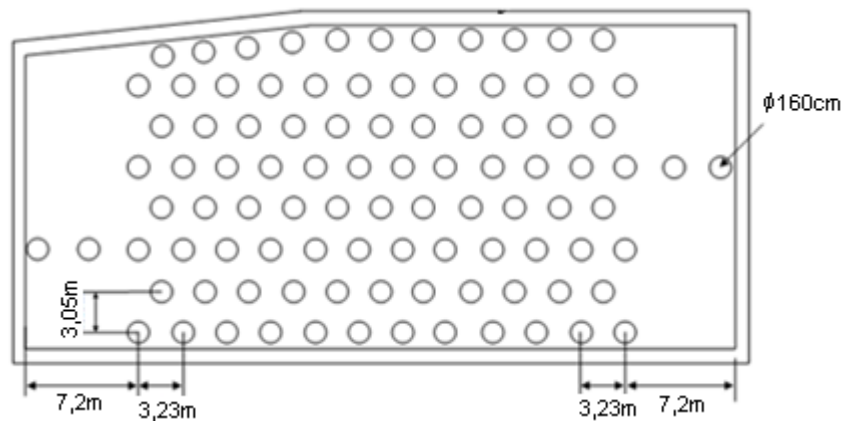


Figura 2.13 - Vista em planta do tratamento executado (adaptada de Ou et al., 2007)

O melhoramento do solo foi realizado com colunas e não sob a forma de bloco ou laje, precisamente por ser menos oneroso e de mais fácil produção. As colunas foram realizadas desde os 9,4 m até aos 21 m de profundidade, com diâmetro de 1,6 m. A disposição segue o padrão apresentado na Figura 2.13.

Durante as diversas fases de desenvolvimento da obra, foram monitorizados os deslocamentos das paredes de maior dimensão. Na Figura 2.14 são apresentados os resultados dos deslocamentos obtidos por dois inclinómetros, bem como os determinados pelo método dos elementos finitos, ambos referentes às duas últimas fases de construção. As diferenças patentes devem-se à maior resistência das colunas de *Deep Soil Mixing*, relativamente ao que foi previsto durante a fase de projecto.

Resta assinalar que, no final de todos os trabalhos, o deslocamento de 3,7 cm das paredes moldadas não induziu qualquer dano nas estruturas vizinhas. Ficou também comprovado que o “efeito de canto” permite uma maior contenção dos deslocamentos nas zonas contíguas, sendo por isso, desnecessário o tratamento nessas áreas.

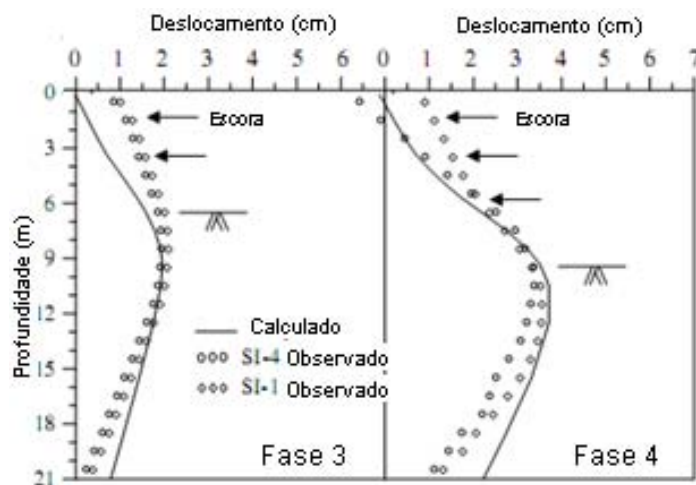


Figura 2.14 - Comparação entre os deslocamentos previstos e verificados, nas duas paredes de maior dimensão, para as duas últimas fases de construção (adaptada de Ou et al., 2007).

O Quadro 2.4 contém um resumo dos factos mais relevantes da escavação apresentada.

Quadro 2.4 - Resumo dos aspectos mais relevantes da escavação apresentada.

Resumo	
Características da escavação	
-Dimensões: 51,65 m x 23,75 m. -Profundidade de escavação: 9,30 m. -Contenção: paredes moldadas; 0,6 m de espessura e 21 m de altura. -Solo: argila mole.	
Tipo de Tratamento	Propriedades Resistentes <i>Deep Soil Mixing</i> (projecto)
-Colunas de <i>Deep Soil Mixing</i> . -Diâmetro: 1,6 m. -Profundidade 11,4 m (9,4 m-21 m).	-Resistência à compressão: 2 MPa. - $E/c_u = 400$. -Coef. Poisson = 0,3.
Desempenho	
-Tratamento Aplicado: ao longo de 36,8 m dos 51 m possíveis. -Deslocamento horizontal previsto: 5,9 cm. -Deslocamento horizontal alcançado: 3,7 cm.	

2.4. COMPACTION GROUTING

2.4.1. INTRODUÇÃO

A técnica designada por *Compaction Grouting* consiste numa controlada injeção de volume de argamassa pouco fluida, a elevada pressão, no interior do solo a tratar. Devido à sua composição não se pretende que a matéria preencha os vazios do solo, mas sim que ocupe volume, expanda e consequentemente induza compactação e o aumento de resistência do solo envolvente.

Fundamental para o sucesso da técnica é a deposição da argamassa sob a forma de um bolbo com características e dimensões apropriadas, de modo a que se consiga alcançar uma correcta interacção com o solo a tratar.

A técnica *Compaction Grouting*, representada na Figura 2.15, é principalmente utilizada para controlar deslocamentos, reduzir a permeabilidade e aumentar a capacidade de suporte do solo. Para alcançar estes objectivos o deslocamento e a compactação da massa de solo devem ser tais que permitam o aumento da rigidez, da resistência ao corte e da compacidade, levando assim a um aumento do módulo de deformabilidade e redução de deslocamentos do solo.

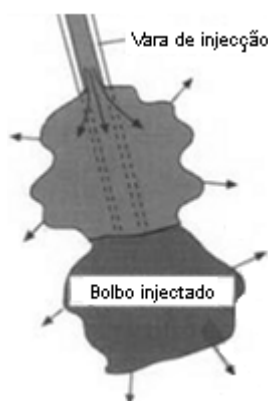


Figura 2.15 - Princípio do *Compaction Grouting* (adaptado de Warner, 2004).

Como é compreensível esta técnica é dificilmente empregue em solos demasiado consistentes, devido à óbvia incapacidade em fazer expandir o volume de argamassa injectada. O *Compaction Grouting* deixa de ser praticável em solos cuja resistência de ponta (q_c) obtida através do ensaio CPT seja superior a 4 MPa (Warner, 2004). Por outro lado, esta técnica também deixa de produzir o efeito desejado em argilas muito moles, pois apesar de numa fase inicial ser produzido o efeito desejado, com o decorrer do tempo a dissipação dos excessos de pressões neutras gerados induz o retorno às características iniciais do solo (Chang et al., 1993).

O alcance da uniformidade de características pretendidas, numa grande massa de solo, exige um bom conhecimento do equipamento e do solo a tratar.

São conhecidos dois métodos diferentes de levar a cabo o tratamento, sendo que a diferença reside na ordem de introdução dos bolbos de argamassa (Warner, 2004).

O método *bottom-up* é apresentado na Figura 2.16 e as etapas de execução do tratamento são as seguintes:

1. perfuração desde a superfície até à profundidade desejada;
2. colocação de tubagem ao longo da perfuração previamente executada;
3. injeção de material até ao limite (“nega”), que pode ser identificado de diversas formas:
 - levantamento do solo à superfície;
 - injeção de uma quantidade pré-determinada de material;
 - alcance de uma determinada pressão limite.
4. elevação da vara de injeção em distâncias fixas, previamente determinadas (pode variar entre 0,3 e 0,6 m);
5. repetição dos procedimentos dos pontos 3 e 4 até à profundidade desejada.

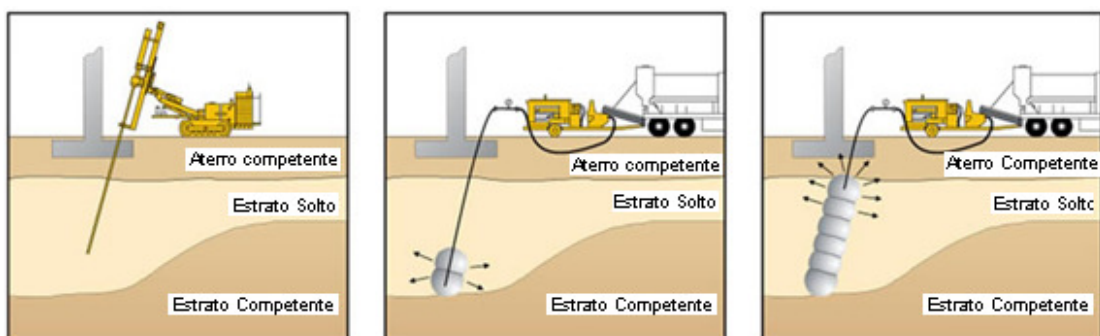


Figura 2.16 - Faseamento construtivo do *Compaction Grouting*, variante *bottom-up* (editado de www.haywardbacker.com)

No método *top-down* o processo é em tudo semelhante ao anterior, embora, como o próprio nome indica, o processo seja conduzido desde a superfície até à profundidade desejada.

O primeiro método é o mais frequentemente utilizado para melhoria de solo a grandes profundidades, provando ser mais económico. Para pequenas profundidades de tratamento (4 m a 5 m) é preferível o método *top-down*, com o qual existe a vantagem de cada bolbo de material injectado proporcionar confinamento ao seguinte.

Em qualquer um dos métodos, o resultado final consiste numa série de bolbos sobrepostos desde o topo até à superfície, conforme é ilustrado na Figura 2.16.

Quadro 2.5 - Resumo dos aspectos mais relevantes, inerentes ao *Compaction Grouting* (Warner, 2004)

Compaction Grouting	
Vantagens	Desvantagens
-Bom controlo de posicionamento do tratamento. -Baixa mobilização de equipamento. -Baixa interferência com os trabalhos em obra. -Possibilidade de alcançar grandes profundidades.	-Pouco eficiente em solos argilosos muito plásticos e cascalhos grossos. -Inclinação máxima das colunas de 20°.
Boas práticas de execução	
-Ritmos correntes de injeção variáveis entre 28 e 57 l/min. -Injeções devem ser separadas entre 2,5 m a 3,7 m, ou seja, 3 a 5 vezes o diâmetro do bolbo. -A efectividade da injeção é proporcional à espessura do material injectado. -Numa grande área, o tratamento deve ser efectuado alternando entre colunas primárias e secundárias, iniciando-se os trabalhos do exterior para o interior.	

2.4.2. GEOMETRIA ALCANÇADA

Uma vez que o tratamento consiste na injeção de bolbos de argamassa em pontos localizados, conseguem-se obter diversas geometrias de tratamento (incluindo lajes), através da conjugação de várias colunas de tratamento.

Para que se alcance uma geometria uniforme, as injeções devem ser espaçadas de uma determinada distância, de modo que a força transmitida ao solo pelas sucessivas injeções reaja contra a massa de solo executada em injeções anteriores. Por esta razão as colunas formadas, bem como o volume de solo injectado, devem ser convenientemente estabelecidos, por forma a se determinar o intervalo óptimo entre colunas (Warner, 2004).

A redução de deslocamentos é normalmente alcançada pela compressão do solo num valor maior ou igual ao deslocamento esperado para a estrutura. O incremento de compacidade provocado pelos deslocamentos introduzidos leva a um aumento da resistência do solo e consequentemente do módulo de deformabilidade. O facto de os bolbos de argamassa serem mais densos e resistentes que o solo circundante, leva a que as tensões neles mobilizadas sejam superiores, reduzindo deste modo as tensões e deslocamentos no solo envolvente (Warner, 2004).

2.4.3. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

2.4.3.1. Escavação para uma estação do metro de Shangai

O caso em estudo refere-se a uma escavação em solos argilosos moles em Shangai, executada para a estação do metro local. A exposição apresentada tem por base um estudo de Liu et al. (2005).

A obra, apresentada na Figura 2.17, tem uma extensão de 335 m, largura de 17,4 m e profundidade de 15,5 m. Os dados recolhidos da monitorização efectuada foram posteriormente comparados com os de outras escavações de características semelhantes.

Devido à existência de edifícios e estruturas viárias nas imediações da escavação, foram adoptados limites rígidos para os deslocamentos possíveis. Deste modo, o limite máximo de assentamento do

solo à superfície foi de $0,001h$ e o limite para o deslocamento das paredes de contenção de $0,0014h$, sendo h a profundidade da escavação.

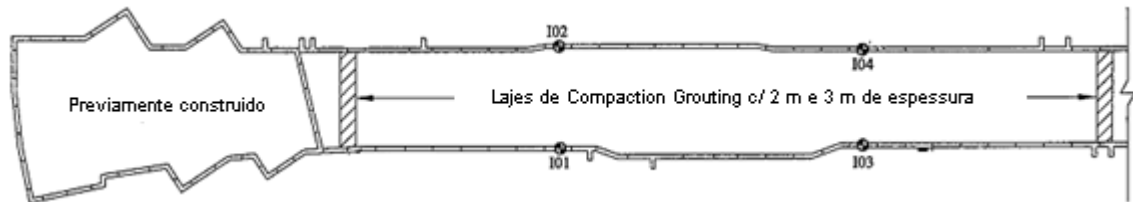


Figura 2.17 - Planta da escavação (Liu et al., 2005)

A escavação desenvolve-se ao longo de argilas moles, típicas de Shanghai, sendo que as paredes de contenção penetram entre 12 m a 18 m em estratos argilosos de maior consistência.

Após a construção das paredes moldadas 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 m e 19,6 m (3 m de espessura), na zona passiva da escavação. Testes posteriores com o CPT registaram um acréscimo de resistência de 0,6 MPa para 1,2 MPa nas zonas de tratamento. A Figura 2.18 apresenta a escavação em corte.

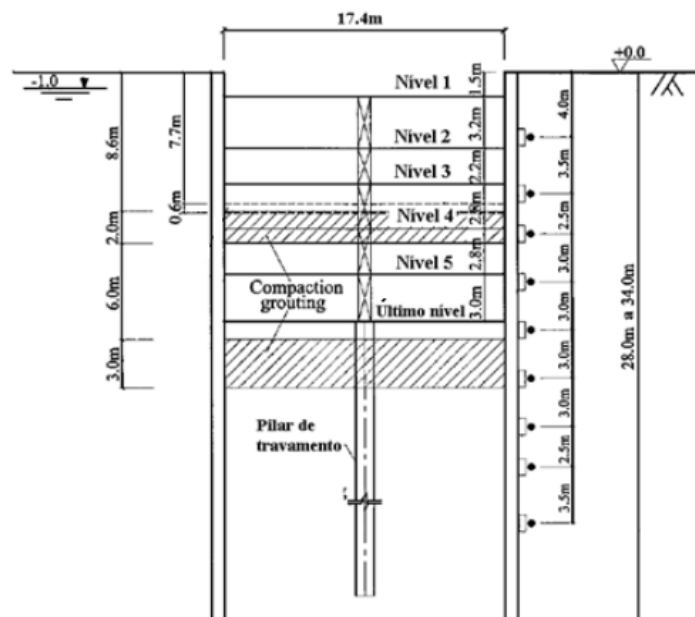


Figura 2.18 - Secção transversal da escavação (Liu et al., 2005)

A Figura 2.19 apresenta um resumo dos deslocamentos horizontais nos vários inclinómetros, que variaram entre 20 mm e 37 mm. À excepção do primeiro inclinómetro, às cortinas de maior comprimento correspondem deslocamentos horizontais menores.

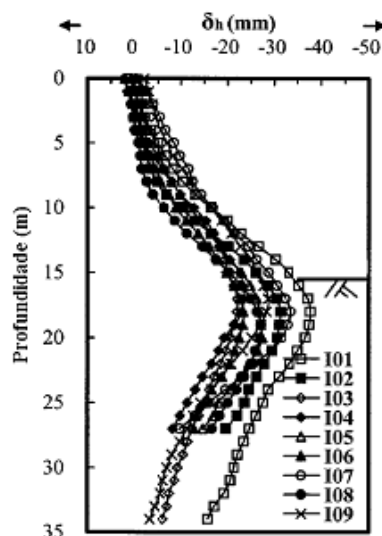


Figura 2.19 - Resumo dos deslocamentos horizontais em diversas zonas da intervenção (Liu et al., 2005).

Na Figura 2.20 encontram-se os limites para a relação entre o factor de segurança ao levantamento da base da escavação e o deslocamento horizontal da parede de contenção (Mana & Clough, 1981) e também diversos casos estudados nas argilas da Ásia por Long (2001) com um factor de segurança de 2,4. São ainda assinalados os valores da escavação em estudo (factor de segurança de 2,2). Da comparação entre ambos verifica-se o efeito benéfico do melhoramento do solo com a técnica *Compaction Grouting*, uma vez que com um factor de segurança de 2,2 a relação $\delta_{h(máx)}/h(\%)$ é menor que para os casos apresentados por Long (2001).

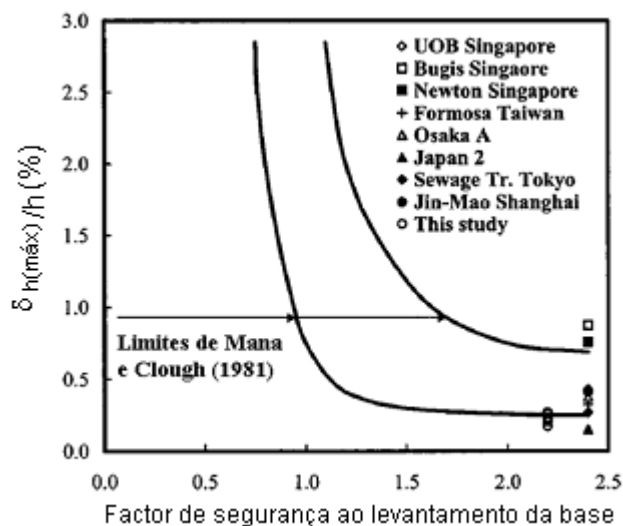


Figura 2.20 - Relação entre o factor de segurança ao levantamento da base da escavação e o deslocamento horizontal máximo da parede (Long, 2001).

Relativamente aos assentamentos do solo à superfície, é apresentada na Figura 2.21 a carta de assentamentos proposta por Peck (1969), na qual estão também patentes os assentamentos da escavação em estudo. Apesar das débeis características de resistência e deformabilidade das argilas, nas quais a escavação se desenvolveu, os valores obtidos encontram-se dentro da zona I. Note-se que esta zona I

se adequa a assentamentos em areias e argilas médias a rijas. Concluiu-se que os bons resultados obtidos se devem à aplicação de *Compaction Grouting* e ao uso de escoras pré-esforçadas.

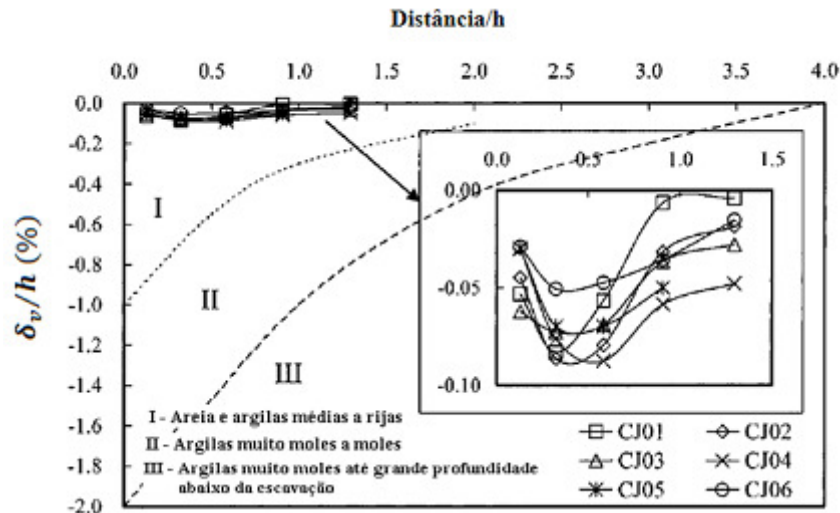


Figura 2.21 - Classificação dos assentamentos do solo adjacente à escavação (adaptado de Liu et al., 2005).

O Quadro 2.6 contém um resumo das características mais importantes da escavação estudada.

Quadro 2.6 - Resumo dos aspectos mais relevantes da escavação apresentada.

Resumo
Características da escavação
-Dimensões: 335 m x 17,4 m. -Profundidade da escavação: 15,5 m. -Contenção: paredes moldadas com 0,6 m de espessura e 28 - 34 m de altura. -Solo: argiloso mole.
Tipo de tratamento
-Duas lajes de colunas <i>Compaction Grouting</i> , uma acima e outra abaixo da base de escavação. -Primeira laje: 2 m de espessura, localizada entre 8,6 m e 10,6 m de profundidade. -Segunda laje: 3 m de espessura, localizada entre 16,6 m e 19,6 m de profundidade.
Desempenho
-Assentamento máximo do solo permitido: 0,1h (%). -Assentamento máximo do solo verificado: 0,08h (%). -Deslocamento máximo horizontal permitido da cortina de contenção: 0,14h (%). -Deslocamento máximo horizontal verificado da cortina de contenção: 0,13h (%).

2.5. JET GROUTING

2.5.1. INTRODUÇÃO

O *Jet Grouting* é uma técnica de melhoria de solos realizada directamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para tal um ou mais jactos horizontais que, devido à sua elevada energia cinética, desagregam a estrutura natural do terreno permitindo a mistura com a calda de cimento intro-

duzida (Figura 2.22). O resultado final é um material de melhores características mecânicas e menor permeabilidade do que o inicial.



Figura 2.22 - Pormenor da vara de *Jet Grouting*: coroa e respectivos jactos (www.heidelbergcement.com) e (www.cement.org).

O desenvolvimento desta técnica iniciou-se a partir de 1970 e deriva, em certo modo, de técnicas de injeção cujas principais dificuldades consistiam no controle da pressão de injeção e volume de calda introduzido. Com o *Jet Grouting* estes parâmetros são controlados de forma mais eficiente, para além de se garantir o envolvimento solo-cimento em geometrias mais ou menos regulares.

O processo físico do *Jet Grouting* envolve, regra geral, as três etapas seguintes (Carreto, 1999):

- corte - a estrutura inicial do solo é quebrada e as partículas resultantes são dispersas pela acção de um ou mais jactos horizontais de alta velocidade;
- mistura e substituição parcial - uma parte das partículas de solo é substituída, outra parte é misturada 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.

2.5.2. PROCESSO DE EXECUÇÃO

O processo de execução, esquematizado na Figura 2.23, é iniciado pela colocação da sonda em posição nivelada, isto é, o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico, ou então coincidente com uma das extremidades do painel (geometria plana). Em seguida a vara é introduzida no terreno, até ser atingida a profundidade desejada, através de um movimento rotacional e com o auxílio de um jacto de água vertical (jacto de pré-furação).

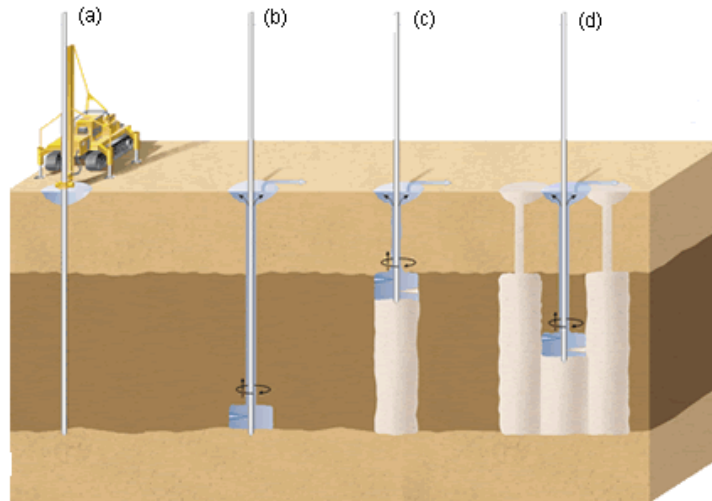


Figura 2.23 - Sequência de execução do tratamento (adaptada de www.haywardbaker.com): a) furação; b) início de Injecção; c) subida da vara e formação da coluna; d) tratamento com várias colunas.

A etapa seguinte depende do tipo de geometria de tratamento desejado. No caso de se pretender obter um corpo cilíndrico, imprime-se à vara um movimento rotacional e inicia-se a injecção de calda através de bicos situados na extremidade inferior. Simultaneamente a vara é elevada através do furo com uma velocidade constante. Concluída a execução do corpo cilíndrico retira-se a vara do furo, preenchendo-o de calda por acção da gravidade até ao seu topo. No caso de se querer obter um corpo de geometria plana (painel) o processo é em tudo semelhante ao descrito, excepto na ascensão da vara que se faz sem movimento rotacional.

Existe ainda a possibilidade de conjugar a execução de colunas cilíndricas para a obtenção de um elemento horizontal plano de solo tratado (laje), sendo para tal necessário garantir uma determinada sobreposição entre colunas sucessivas.

Quadro 2.7 - Principais vantagens e desvantagens do sistema *Jet Grouting*.

<i>Jet Grouting</i>
Vantagens
-Baixo ruído produzido e inexistência de vibrações. -Possibilidade de executar diversas geometrias, através da intersecção de colunas. -Possibilidade de executar tratamento com qualquer inclinação começando e terminando à profundidade desejada. -Capacidade de tratar solos heterogéneos cujas camadas são conhecidas (através da adaptação de parâmetros a cada tipo de solo). -Aplicabilidade a uma gama extensa de solos.
Desvantagens
-Elevada dispersão das características mecânicas do material tratado. -Difícil controlo da quantidade de material de refluxo (podendo daí resultar movimentos do terreno à superfície e de movimentos laterais das paredes de elevada magnitude). -Dificuldade de remoção e manuseamento da grande quantidade de material de refluxo.

2.5.3. SISTEMAS DE JET GROUTING

A técnica de *Jet Grouting* subdivide-se essencialmente em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico. Os três principais sistemas são apresentados na Figura 2.24: sistema de jacto simples ou JET 1, o de jacto duplo ou JET 2 e o sistema de jacto triplo ou JET 3.

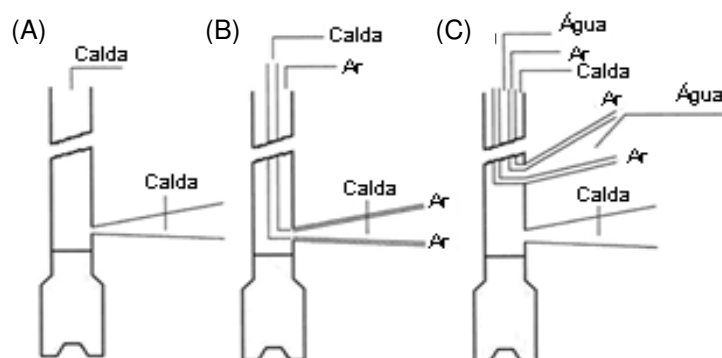


Figura 2.24 - Sistemas de *Jet Grouting* (adaptada de Nikbakhtan & Osanloo, 2008): a) JET 1; b) JET 2; c) JET 3.

No sistema JET1, o fluido injectado é apenas calda de cimento.

No sistema JET2 é injectado em simultâneo ar comprimido e calda de cimento, a qual é responsável pela mistura e aglutinação. O jacto de ar é responsável pelo aumento do alcance do jacto de calda. A injeção combinada de cimento e ar permite uma maior remoção do solo original e consequente substituição por material injectado.

No sistema JET3 é injectado em conjunto ar, água e calda de cimento. Esta tripla combinação permite uma remoção do solo original superior ao sistema JET2, levando assim a uma substituição quase completa do solo pelo material injectado. O princípio básico deste sistema é a separação das acções de erosão da de mistura do solo com a calda. Cada um dos jactos tem funções diferentes (Nikbakhtan & Osanloo, 2008):

- jacto de água: utilizado para destruir a estrutura do terreno; tem também a função de remoção de parte do solo erodido (através do refluxo pelo buraco de furação);
- jacto de ar: o ar é injectado através do mesmo bico de injeção da água envolvendo-a e potenciando o efeito desagregador do conjunto; permite ainda a emulsão da mistura água-solo erodido, reduzindo a densidade e facilitando a saída para o exterior;
- jacto de calda: a calda que é injectada através de um segundo bico, posicionado abaixo do bico de injeção de ar e água, mistura-se com o terreno que permanece na cavidade depois da passagem do jacto de água e ar, dando origem a um corpo solidificado.

O sistema JET3 permite um maior controlo das quantidades e pressões do material injectado, que se traduz numa melhoria da qualidade do tratamento final. Devido às características enunciadas, o sistema JET3 tem a possibilidade de ser empregue na maior parte dos solos, contrastando com os sistemas JET1 e JET2, cuja aplicabilidade está mais limitada a solos de baixa consistência.

Recentemente surgiu uma nova variante do sistema JET2, designada por *Super Jet Grouting*. Neste sistema o equipamento é utilizado de um modo mais eficaz, com maior energia, para criar um material compósito de melhor qualidade. São utilizados bicos de injeção opostos em que a calda é envolvida pelo jacto de ar, resultando numa maior destruição e mistura do solo. A velocidade de elevação e rota-

ção da vara é menor que no método “tradicional”, alcançando-se colunas de solo tratado com 3 a 5 m de diâmetro (Burke, 2004). Segundo Wang et al.(1999), a maior homogeneidade da coluna de solo obtida permite a obtenção de propriedades de solo tratado superiores ao do sistema JET 3.

2.5.4. GARANTIA DE QUALIDADE E PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO PROCESSO DE *JET GROUTING*

A garantia de qualidade em trabalhos de *Jet Grouting* começa antes de mais por um correcto julgamento dos materiais e equipamentos existentes em obra. É crucial que antes de se iniciarem os trabalhos se estabeleçam os parâmetros adequados para que se obtenha os propósitos desejados. Os principais parâmetros a determinar e controlar são o fluxo e pressão de ar, quantidades de água e cimento a injectar, bem como a velocidade de rotação e subida da sonda de injeção (Wen, 2005).

No Quadro 2.8 são apresentados os valores máximos e mínimos normalmente utilizados nos parâmetros referentes às três variantes da técnica *Jet Grouting*. Nos métodos JET1 e JET2 é apresentada a sigla “PF” no parâmetro “água” o que significa que um jacto vertical de água é utilizado como meio auxiliar na pré-furação da vara.

Quadro 2.8 - Valores limite para os parâmetros intervenientes nos diferentes sistemas de *Jet Grouting* (Carreto, 1999).

Parâmetros de procedimento		JET1	JET2	JET3
Pressão	Calda (MPa)	20 a 60	20 a 55	0,4 a 27,6
	Ar (MPa)	-	0,7 a 1,7	0,5 a 1,7
	Água (MPa)	PF	PF	20 a 60
Caudal	Calda (l/min)	30 a 180	60 a 150	60 a 250
	Ar (m ³ /min)	-	1 a 9,8	0,33 a 6
	Água (l/min)	PF	PF	30 a 150
Diâmetro dos bicos	Calda (mm)	1,2 a 5	2,4 a 3,4	2 a 8
	Água (mm)	PF	PF	1 a 3
Número de bicos	Calda	1 a 6	1 a 2	1
	Água	PF	PF	1 a 2
Relação água - cimento		1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25
Velocidade de subida da vara (m/min)		0,1 a 0,8	0,07 a 0,3	0,04 a 0,5
Velocidade de rotação da vara (rpm)		6 a 30	6 a 30	3 a 20

Enquanto o tratamento é executado existe um conjunto de parâmetros, determinados na fase de projecto, que devem ser controlados, nomeadamente as pressões a que estão a ser injectados os diversos componentes, velocidades de rotação e subida da sonda. Deve ser prestada uma atenção especial à quantidade de refluxo de material que chega à superfície. É também conveniente um correcto controlo durante a fase de produção da calda de cimento, pois variações neste parâmetro têm influência nas resistências alcançadas, na quantidade de material de refluxo, no diâmetro das colunas, etc. (Wen, 2005).

Estes parâmetros têm influência nas propriedades finais do material tratado. Os Quadro 2.9 e Quadro 2.10 apresentam de uma forma resumida algumas notas relativas aos principais parâmetros de execução do *Jet Grouting*, que influem na geometria do corpo tratado bem como na resistência e na rigidez possíveis de obter.

Quadro 2.9 - Parâmetros influentes e principais conclusões relativas à geometria de corpo tratado pela técnica *Jet Grouting* (Carreto, 1999).

Geometria de corpo tratado
Parâmetros influentes -Compacidade e consistência do solo. -Sistema utilizado (JET 1, JET 2, JET 3 ou <i>Super Jet Grouting</i>). -Pressão de injeção dos materiais. -Caudal dos fluidos introduzidos. -Velocidade de subida da vara.
Conclusões relativas ao diâmetros das colunas. -Os maiores diâmetros de tratamento correspondem, regra geral, e por ordem decrescente aos sistemas: <i>Super Jet Grouting</i> (3 m a 5 m), JET 3 (0,8 m a 3 m), JET 2 (0,6 m a 2,0 m) e finalmente JET 1 (0,3 a 1,2 m). -Para qualquer sistema e solo, quanto maior velocidade de subida da vara menor o diâmetro da coluna formada. -Para o mesmo valor de N_{SPT}, o diâmetro das colunas em solos incoerentes é superior ao realizado em solos coesivos.

Quadro 2.10 - Parâmetros influentes e principais conclusões relativas à resistência e deformabilidade alcançadas pelo corpo tratado através da técnica *Jet Grouting*. (Carreto, 1999).

Resistência e deformabilidade
Parâmetros influentes -Compacidade e consistência do solo. -Sistema utilizado (JET 1, JET 2, JET 3 ou <i>Super Jet Grouting</i>). -Relação água/cimento da calda. -Velocidade de rotação da vara. -Velocidade de subida da vara.
Conclusões relativas à resistência de solo tratado. -Em solos coesivos as maiores resistências resultam da aplicação do sistema JET 3 e <i>Super Jet Grouting</i>. -Em solos coesivos, quanto maior é o teor em água do solo, menor é a resistência do solo tratado. -Quanto maior é o volume de calda injectada, maior é a resistência à compressão do material tratado. -Quanto maior é a relação água/cimento da calda, menor é a resistência do material obtido.

2.5.5. CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES DO SOLO TRATADO POR *JET GROUTING*

Relativamente às características do material tratado são apresentadas em seguida algumas conclusões obtidas por Wen (2005) que acompanhou diversas obras em Singapura em que a técnica de *Jet Grouting* foi utilizada para realização de uma laje como forma de redução dos deslocamentos da parede de contenção. Pelo conjunto de ensaios realizados em laboratório sobre diversas amostras de laje de *Jet Grouting*, ficou comprovado que o material tratado apresentava (conforme é ilustrado na Figura 2.25) uma ruptura frágil para níveis de deformação na ordem de 0,5%-1,5%, no entanto para amostras em que os valores de resistência à compressão são menores (na ordem de 1 MPa) esta propriedade mostrou-se menos evidente.

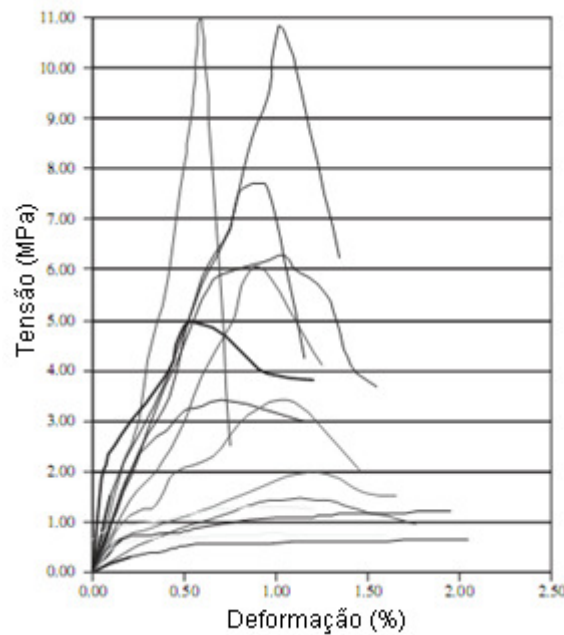


Figura 2.25 - Curvas tensão - deformação para várias amostras de colunas *Jet Grouting* (adaptado de Wen, 2005).

Outro aspecto comprovado por Wen (2005) nas diversas utilizações de *Jet Grouting* em Singapura foi o facto de o peso volúmico do solo tratado se manter aproximadamente igual ao do solo antes de receber tratamento.

Concluiu, ainda que nas regiões em que o tratamento foi executado o número de pancadas SPT, aumentava drasticamente após tratamento, variando de aproximadamente zero para valores da ordem de 50, conforme atesta a Figura 2.26.

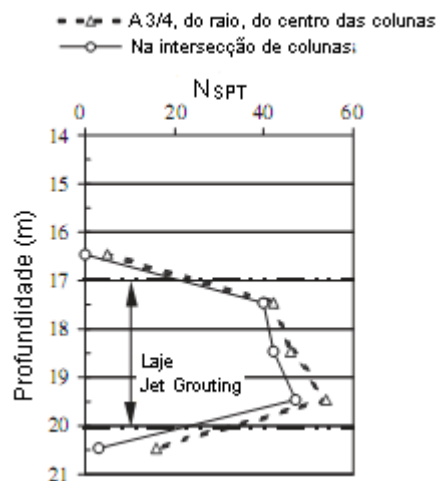


Figura 2.26 - N_{SPT} versus profundidade de escavação numa aplicação em Singapura (adaptado de Wen, 2005).

Uma vez que as amostras de *Jet Grouting* apresentaram uma ruptura frágil, para níveis baixos de deformação, é recomendável efectuar um acompanhamento regular da execução, verificando os níveis de deformação para diferentes fases do processo, pois é habitual verificar-se diferenças entre os resultados obtidos em laboratório e a resistência efectivamente existente do conjunto formado pela inter-

secção das várias colunas. Um dos principais motivos é a existência de determinados defeitos como espaços vazios (sem tratamento) entre as várias colunas.

O Quadro 2.11 contém um resumo das principais características de solo tratado com *Jet Grouting*.

Quadro 2.11 - Propriedades de solo argiloso, tratado com a técnica *Jet Grouting*

Propriedades do solo tratado com <i>Jet Grouting</i>	
Resistência à Compressão (MPa)	
2- 5 MPa em Argilas (www.kellerterra.com)	
3-7 Areias siltosas (www.kellerterra.com)	
0,3 - 2,5 Argilas Orgânicas (Carreto, 1999)	
0,5-3,5 Argilas (Carreto, 1999)	
0,6 argilas (Wang, 1999) ⁽¹⁾	
0,4 argilas (Wang, 1999) ⁽²⁾	
Módulo de deformabilidade	
300 vezes os valores de UCS (Keller)	

⁽¹⁾ - Valor obtido em amostras recolhidas 9 dias após tratamento com sistema *Super Jet Grouting*

⁽²⁾ - Valor obtido em amostras recolhidas 13 dias após tratamento com sistema JET3

2.5.6. ASPECTOS RELACIONADOS COM A EXECUÇÃO DE LAJES DE *JET GROUT*

O processo de execução de uma laje de *Jet Grout* numa escavação e consequente processo de escavação acarretam determinados riscos. Assim, Shirlaw et al. (2000) identificaram os principais mecanismos de rotura para escavações suportadas por lajes de *Jet Grout*, fazendo distinção entre as escavações cuja parede de contenção atinge um estrato firme e aquelas em que o mesmo não acontece. As principais forças que actuam na laje, para cada um dos casos, são apresentadas na Figura 2.27.

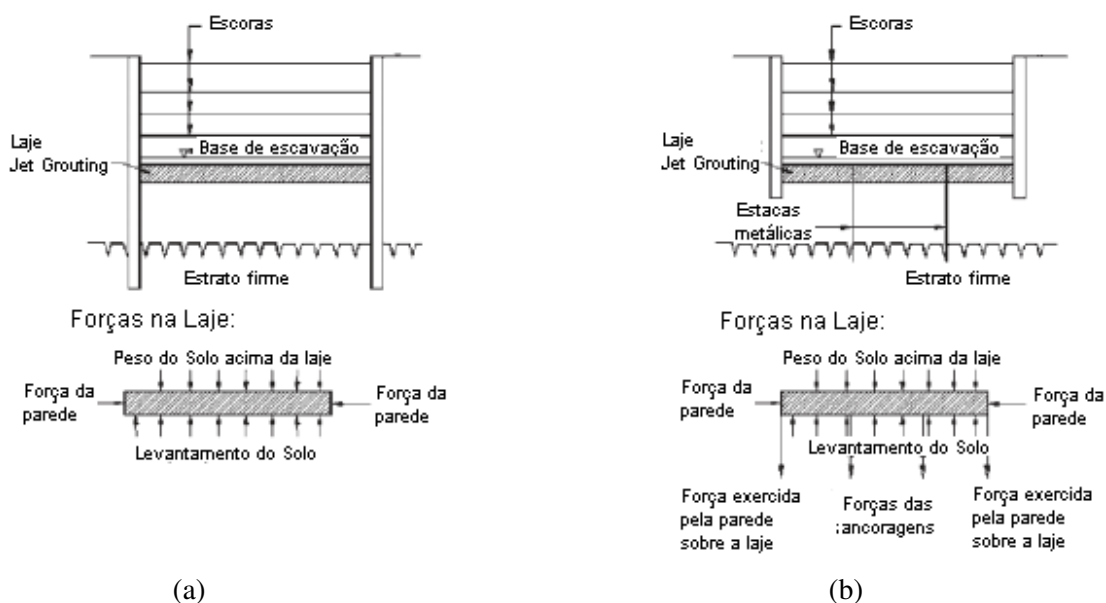


Figura 2.27 - Principais forças que actuam numa laje de *Jet Grout* (Shirlaw et al (2000), adaptado de Wen, 2005): a) Escavação em que as paredes de contenção penetram no estrato firme; b) escavação em que as paredes não atingem o estrato firme.

Para a Figura 2.27a, referente a situações em que a parede de contenção penetra no estrato firme, Shir-law et al. (2000) identificaram as seguintes causas de rotura da laje:

- levantamento excessivo do solo na base de escavação, que pode ser provocado por expansão de argilas moles sob a base da laje;
- força axial excessiva, transmitida pelo deslocamento horizontal das paredes de contenção;
- defeitos na execução do *Jet Grouting*.

Para a Figura 2.27b, referente a situações em que a parede de contenção não atinge o estrato firme, as principais causas de rotura da laje são:

- levantamento excessivo do solo abaixo da laje, provocando rotura por corte ou flexão;
- força axial excessiva, transmitida pelo deslocamento horizontal das paredes de contenção;
- defeitos na execução do *Jet Grouting*;
- incapacidade de resistir às forças descendentes transmitidas, normalmente associadas às componentes verticais das forças nas ancoragens (caso existam);
- deficiências na ligação entre a laje e as paredes de contenção, dificultando a transferência de esforços desta quer para as paredes quer para as escoras.

No caso de serem realizadas lajes de *Jet Grout* acima da base de escavação, deve prever-se a situação de carga mais gravosa, uma vez que o desmonte de um destes elementos acarreta um aumento dos esforços para os restantes apoios.

Relativamente à execução do tratamento de *Jet Grouting*, o principal problema com que Wen (2005) se deparou, nas diversas escavações estudadas, foi o levantamento e a movimentação lateral do solo no exterior à escavação. A principal explicação para este facto está no processo de execução de *Jet Grouting*, ou melhor, numa consequência desse processo.

Durante a execução elevados volumes de calda de cimento, ar e água são injectados no interior do solo. O material excedente tem tendência a sair para o exterior pela cavidade de furação, ou seja, pelo espaço existente entre a sonda e a cavidade de furação. No entanto, se esta estiver obstruída ou bloqueada, a pressão no interior do solo aumenta, o que provoca uma expansão da zona onde o solo é tratado e consequente movimento do solo nas direcções vertical e horizontal. Deste modo, a expansão da cavidade não é provocada pela elevada pressão de injeção de material mas sim pela pressão acumulada pelo material que não é expelido. A Figura 2.28, pretende representar esquematicamente esta situação. A pressão P exercida é o resultado do somatório da pressão do material que fica retido mais a pressão que seria necessária para que o material fosse expelido para a superfície (a cavidade de furação está entupida).

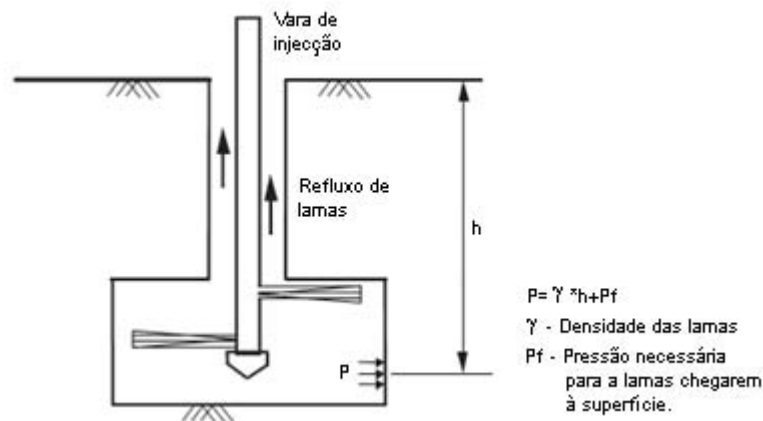


Figura 2.28 - Fenômeno de aumento de pressão no interior da escavação, durante execução do *Jet Grouting*. (adaptado de Wen, 2005)

Determinadas medidas podem ser tomadas de modo a reduzir a pressão anteriormente referida:

- reduzir a densidade do material a expelir;
- executar uma cavidade de furação de maior diâmetro para que o espaço entre a sonda e o limite desse furo permita o fácil refluxo do material excedentário;
- entubar o furo, por exemplo com tubo de PVC (sugerido por Shirlaw et al, 2003), para prevenir o bloqueio da cavidade de expulsão do material excedente.

Outras medidas podem ser tomadas, de modo a promover uma correcta expulsão do fluido excedente, como executar um pré-tratamento com *Jet Grouting* a reduzida pressão junto das paredes de contenção, ou executar furos específicos para a expulsão do material excedentário.

De qualquer modo, devem sempre ser criadas condições para proporcionar uma boa ligação / aderência entre as lajes de *Jet Grout* e as paredes de contenção. Se as paredes forem constituídas por estacas secantes pode, por exemplo, promover-se uma maior rugosidade através do método de furação, utilizando sempre que possível trado e lama bentonítica ao invés de tubo moldado perdido.

2.5.7. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

2.5.7.1. Escavação para a construção de um parque subterrâneo em Singapura.

O caso de obra seguidamente apresentado refere-se a uma escavação para um parque de estacionamento subterrâneo em Singapura e tem por base um estudo realizado por Ho et al., 2005. Conforme retrata a Figura 2.29, a envolvente à escavação é constituída por diversos edifícios e infra-estruturas de relevo.

As paredes moldadas têm espessura de 0,8 m na zona Este onde serão executados apenas dois níveis de parque subterrâneo e 1,2 m na zona Oeste onde serão executados três níveis. De acordo com estas orientações, a profundidade de escavação varia entre os 12 m e os 15,5 m, respectivamente. Neste contexto apenas se abordará a execução da laje na zona Oeste da escavação.

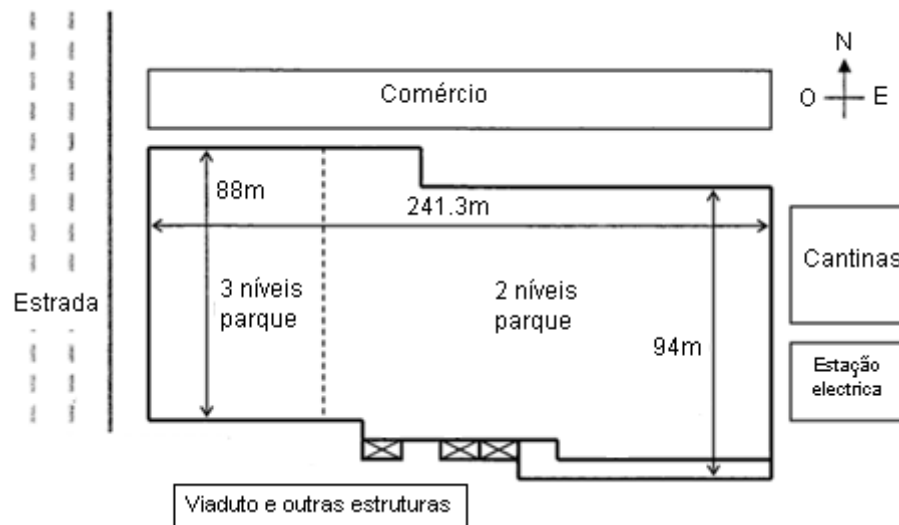


Figura 2.29 - Localização da escavação (adaptado de Ho et al., 2005).

Relativamente à geologia do local, pode dizer-se que a camada superficial (2,5 m a 4 m de espessura) é constituída maioritariamente por solos argilo-arenosos; sob esta estão presentes diversas camadas de argila de consistência mole a muito mole, que se estendem até 31 m de profundidade. O estrato competente de granito alterado está presente a partir desta profundidade.

De acordo com os códigos locais, os deslocamentos em estruturas adjacentes provocados pelos trabalhos levados a cabo durante a escavação são limitados a 15 mm em qualquer direcção. Os desvios provocados (distorção angular) num viaduto contíguo à escavação devem ser menores que 1/2000.

Devido às elevadas dimensões da escavação, pressões de terra e limitações atrás referidas, optou-se por efectuar a escavação utilizando 4 ou 5 níveis de escoras pré-esforçadas associadas a uma laje de solo tratado com recurso à técnica de *Jet Grouting*. O posicionamento da laje foi considerado imediatamente abaixo da base de escavação.

A execução do tratamento consistiu na sobreposição de colunas de *Jet Grout* com 1,8 m de diâmetro, obtendo-se uma laje de 3 m de altura. A resistência à compressão e o módulo de deformabilidade impostos para o solo tratado foram de 0,6 MPa e 150 MPa, respectivamente.

O tratamento foi executado com sistema JET3, uma vez que o empreiteiro possuía bastante experiência, adquirida em obras anteriores na região em apreço.

Por forma a cumprir os limites impostos, decidiu-se que deveriam ser minimizados os deslocamentos das paredes de contenção na fase autoportante, ou seja, antes da colocação da primeira escora. Assim o projectista definiu a execução de um mecanismo de transferência de carga da parede para a laje de *Jet Grout* existente a maior profundidade.

Conforme atesta a Figura 2.30, inicialmente esse sistema consistia na execução de colunas de *Jet Grout*, formando uma malha triangular que unia a parede de contenção à laje propriamente dita. No entanto, dúvidas associadas aos fenómenos de transferência de carga e dificuldade de implementação do projecto em obra deram lugar à execução de um bloco de colunas *Jet Grout* (representado a traço interrompido na Figura 2.30), com 10 m de comprimento e 9 m de altura. Este bloco permitiu um maior confinamento da parede e uma melhor transferência de carga para a laje presente no interior da escavação.

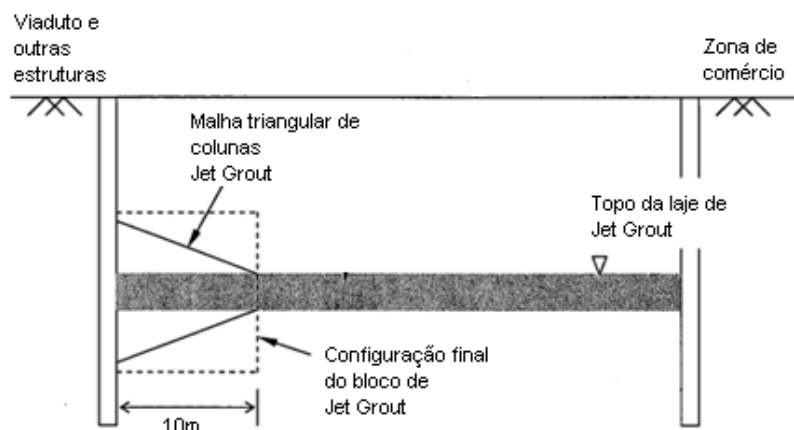


Figura 2.30 - Localização da laje de *Jet Grout* e dos mecanismos de transferência de carga. (adaptado de Ho et al., 2005).

Da análise das amostras recolhidas na intersecção de colunas obtiveram-se, na generalidade, valores de resistência à compressão superiores ao desejado (0,6 MPa). No entanto, em cerca de 21% das amostras foram obtidos valores bastante inferiores (entre 52 kPa e 428 kPa). Em relação ao módulo de deformabilidade, obtiveram-se valores bastante díspares variando entre 2,01 MPa e 196 MPa; em apenas 23,5% das amostras o valor de projecto (150 MPa) foi ultrapassado.

Destes ensaios pode concluir-se que o tratamento foi adequado, apesar de ter ficado patente a elevada heterogeneidade das propriedades do solo final, particularmente na intersecção entre colunas. Contudo era expectável que os valores de resistência e deformabilidade fossem superiores e mais uniformes no interior das colunas.

No final dos trabalhos considerou-se que os objectivos propostos foram alcançados, uma vez que o deslocamento das paredes de contenção nas zonas onde foram executados os blocos foi de apenas 11,2 mm. A construção da laje de *Jet Grout* proporcionou um conjunto de efeitos benéficos que ultrapassou os objectivos iniciais de absorver os esforços de compressão e diminuir os deslocamentos da parede. Tais benefícios traduziram-se no aumento de estabilidade do fundo de escavação e no aumento da resistência das argilas em torno da laje (por via do calor de hidratação gerado durante a presa da calda). O Quadro 2.12 contém um resumo dos factos mais relevantes da escavação apresentada.

Quadro 2.12 - Resumo dos aspectos mais relevantes da escavação apresentada.

Resumo	
Características da escavação	
-Dimensões: 241,3 m x 88 m. -Profundidade de escavação: 15,5 m. -Contenção: paredes moldadas com 1,2 m de espessura. -Solo: argiloso mole.	
Tipo de tratamento	Propriedades resistentes <i>Jet Grouting</i> (projecto)
-Laje de <i>Jet Grout</i> (3 m espessura) localizada imediatamente abaixo da base de escavação.	-Resistência à compressão: 0,6 MPa. -E = 150 MPa.
Desempenho	
-Resistência à compressão, do solo tratado, superior a 0,6 MPa (em 79% das amostras). -Módulo de deformabilidade superior ao imposto em apenas 23,5% das amostras. -Deslocamento máximo em estruturas adjacentes = 11,2 mm (inferior ao limite de 15 mm imposto).	

2.5.7.2. Escavação para a construção de um edifício habitacional em Singapura

A construção de um edifício habitacional em Singapura envolveu a realização de uma laje de *Jet Grout* como medida de mitigação dos deslocamentos horizontais das paredes de contenção. No entanto, é também referido um estudo experimental, realizado previamente à escavação propriamente dita, do qual se retiraram conclusões bastante importantes sobre o funcionamento da laje e dos efeitos da sua execução nas paredes de contenção. Os casos apresentados têm por base um estudo de Wong & Poh, 2005.

A realização do estudo experimental compreendeu a aplicação de *Jet Grout* numa área de 6,4 m x 6,75 m, em colunas de 1,8 m de diâmetro e com um comprimento de 9 m. O tratamento consistiu num pequeno bloco de *Jet Grout* formado pela intersecção de colunas. O sistema utilizado foi o JET3.

Foi também executada uma parede de contenção com 0,8 m de espessura e 32 m de comprimento. Foram instalados vários conjuntos de inclinómetros para monitorização do ensaio. A Figura 2.31 apresenta uma vista em corte do campo experimental, onde também é apresentada a implantação dos diversos inclinómetros.

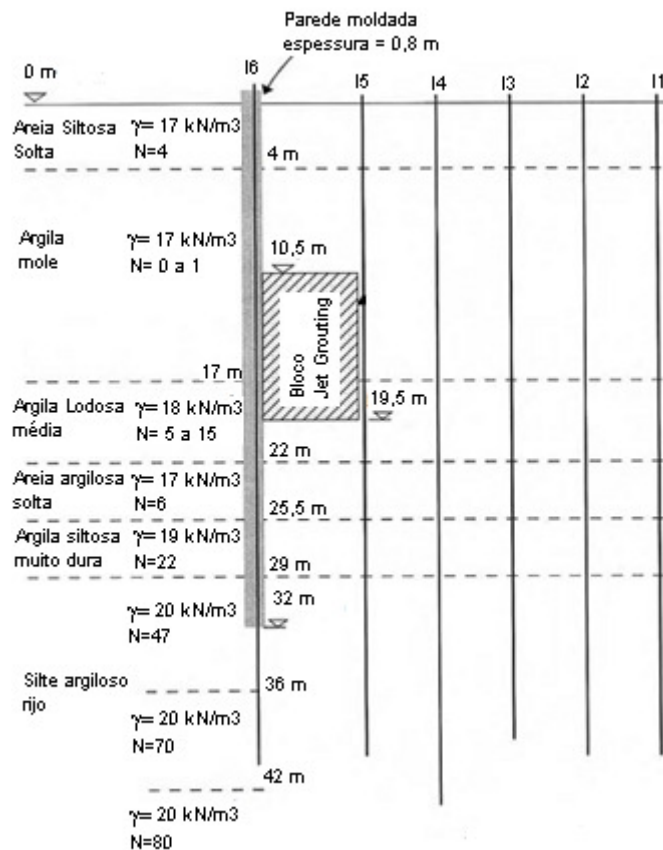


Figura 2.31 - Vista em corte do estudo experimental (adaptado de Wong & Poh, 2005).

As colunas de *Jet Grout* que compõem a laje, foram executadas faseadamente de forma a garantir o tempo necessário para o endurecimento da coluna previamente realizada. Foi tido um cuidado extra com os furos da sonda, para que não ficassem entupidos, garantindo assim a libertação para a superfície da maioria do solo erodido e impedindo a geração de pressões adicionais no seio da escavação.

Em seguida são apenas apresentadas as conclusões mais relevantes obtidas da análise da instrumentação no decorrer da execução do tratamento referido.

Durante a execução dos trabalhos, registos obtidos na parede de contenção (inclinómetro I6 da Figura 2.32a) evidenciaram um deslocamento de 10 mm para o exterior da escavação. Por outro lado, o solo situado no interior da escavação deslocou-se bastante mais. Resultados obtidos a 5,25 m das colunas de solo tratado (inclinómetro I4 da Figura 2.32a) mostram um deslocamento de 35 mm. No entanto, esse deslocamento tem tendência a diminuir com o afastamento à parede de contenção (inclinómetros I2 e I1).

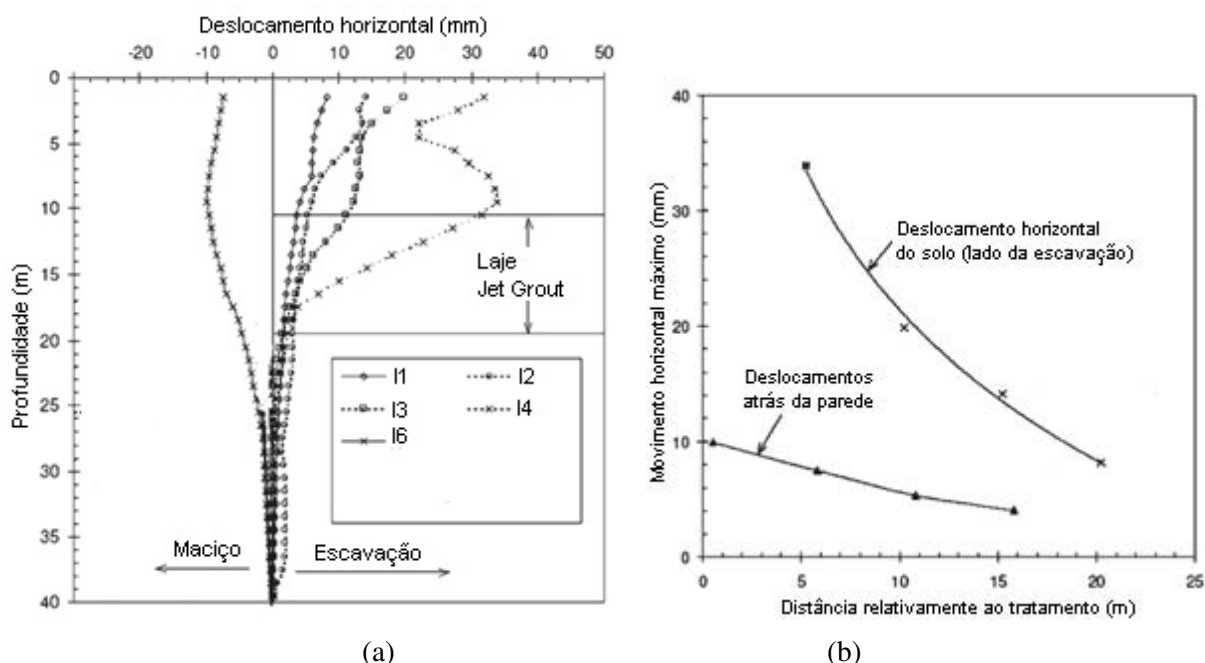


Figura 2.32 - Estudo experimental (adaptado de Wong & Poh, 2005): a) Efeito da execução do *Jet Grouting* nos deslocamentos horizontais do solo; b) deslocamentos horizontais do solo *versus* distância relativamente ao tratamento.

Na Figura 2.32b constata-se a importância da parede de contenção na redução dos deslocamentos do solo, provocados pela execução do tratamento de *Jet Grouting*. O movimento do solo no interior da escavação é, como é lógico, bastante superior ao verificado atrás da parede de contenção.

Um aspecto muito interessante é apresentado na Figura 2.33a, que representa o diagrama de momentos flectores na parede de contenção durante a execução do tratamento. A figura atesta que a camada superior de aterro provocou uma certa restrição impedindo a parede de se deslocar para o solo. A transição para uma camada mais resistente (junto da base da laje) permitiu uma inflexão na curvatura dos momentos flectores.

Os máximos momentos negativos variaram (durante a execução das 18 colunas do tratamento) entre 156 kN/m e 195 kN/m, tendo estabilizado, após finalização do tratamento, nos 70 kN/m (Figura 2.33b). Estes valores foram verificados na camada de argila menos resistente.

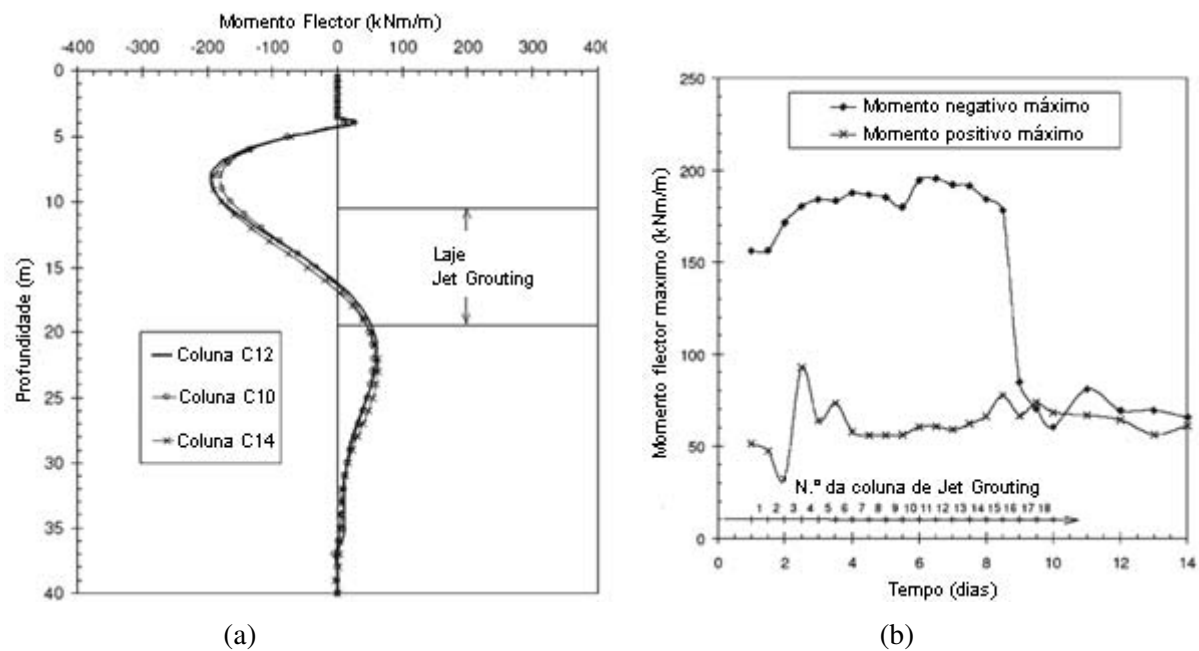


Figura 2.33 - Estudo experimental (adaptado de Wong & Poh, 2005): a) momento flector na parede de contenção, durante a execução do *Jet Grouting*; b) momento flector máximo, na parede de contenção, durante a execução das várias colunas de tratamento.

Relativamente às pressões no solo, verificou-se que apenas existiu um aumento temporário devido à execução das colunas (cerca de 73 kPa), sendo que após a finalização dos trabalhos a pressão voltou aos valores iniciais, o que sugere que a realização do tratamento apenas provocou um aumento temporário e pouco relevante das pressões do solo.

Como forma de inspeção e validação do tratamento foram retiradas amostras das colunas realizadas. Após ensaios laboratoriais concluiu-se que a utilização de um único conjunto de parâmetros de execução para realização de colunas em estratos com características distintas não foi a melhor solução. Verificou-se também que o conjunto de parâmetros inicialmente estabelecido era adequado para a camada de argila mole mas para o estrato seguinte, mais resistente, (argila lodosa média) foi identificada uma anomalia relacionada com a mistura deficiente da calda de cimento com o solo. Como solução a implementar em obra, decidiu-se estabelecer um novo conjunto de parâmetros, para esta camada, com maior energia de injeção da calda e uma subida mais lenta da vara de injeção.

Após as conclusões retiradas no campo experimental iniciou-se a escavação para a construção do edifício habitacional. A profundidade de escavação é de aproximadamente 12,2 m.

As restrições de deslocamentos impostos pelo dono de obra em relação às estruturas vizinhas (15 mm) e a elevada espessura das camadas de argilas moles (entre 10 m e 25 m) conduziram à opção por paredes moldadas com espessura de 1,2 m e 0,8 m, assim como uma laje de *Jet Grout* imediatamente abaixo da base de escavação.

Pela leitura dos inclinómetros, durante a execução do tratamento, foram verificados deslocamentos da parede, no sentido oposto ao da escavação, que variaram entre 9,4 mm e 36,4 mm. Para atestar a validade destes resultados foi realizado um estudo numérico no programa PLAXIS®, apresentado na Figura 2.34, em que foi simulada a pressão da execução do *Jet Grouting*, na parede de contenção. Utilizou-se uma pressão de 43 kPa (máximo aumento das pressões de terra verificado no ensaio experimental).

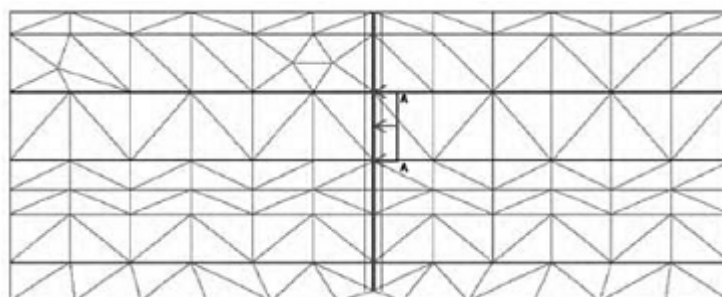


Figura 2.34 - Malha de elementos finitos utilizada nas análises dos efeitos da execução do *Jet Grouting* na parede de contenção (adaptado de Wong & Poh, 2005).

A Figura 2.35a apresenta a diferença entre os valores obtidos pela análise no programa de elementos finitos e os resultados obtidos da leitura de um inclinómetro. A Figura 2.35b contém os deslocamentos horizontais da parede de contenção no final da escavação (o inclinómetro WI3 representa uma parede de contenção com 1,2 m de espessura e o inclinómetro WI10 uma parede de 0,8 m) em que se pode atestar que os máximos deslocamentos variaram entre 11 mm e 20 mm. Conclui-se que a laje de *Jet Grout* foi bastante efectiva no controlo dos deslocamentos durante a escavação. Verifica-se também que houve reversão dos deslocamentos da parede de contenção desde o momento de execução do tratamento até ao final da escavação. O facto de ter ocorrido, numa fase inicial, deslocamento da parede de contenção contra o terreno pode ter sido benéfico na medida em que a contra-flecha gerada permitiu uma redução dos deslocamentos máximos obtidos (Figura 2.35b).

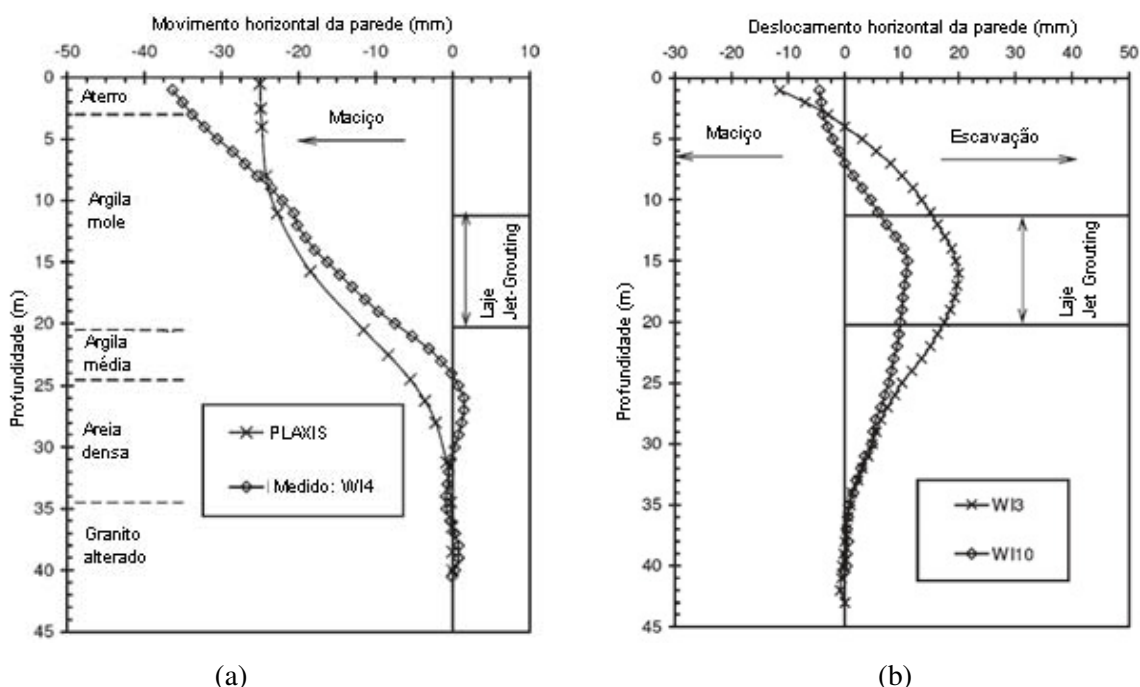


Figura 2.35 - Comparação entre os deslocamentos horizontais obtidos pelo M.E.F. e medidos num inclinómetro (adaptado de Wong & Poh, 2005): a) após a construção da laje de *Jet Grout*; b) no fim da escavação.

Os valores de momento flector obtidos na parede, durante a execução do tratamento, dependeram da sua espessura. No caso da parede de 1,2 m (inclinómetro WI4) os momentos positivos variaram entre 333 e 1043 kN.m/m e os negativos entre -103 e -1005 kN.m/m. Para as paredes de 0,8 m de espessura estes valores foram em média 30% inferiores. Estes resultados evidenciam, segundo Wong & Poh (1995) e Poh et al. (1997), que tal como se sabe, as paredes mais espessas atraem mais esforços, e que a execução do tratamento de *Jet Grouting* pode provocar esforços significativos. A Figura 2.36 contém os diagramas de momento flector (obtidos a partir de diversos inclinómetros instalados nas paredes de contenção da escavação) resultantes da execução do tratamento do solo por *Jet Grouting*.

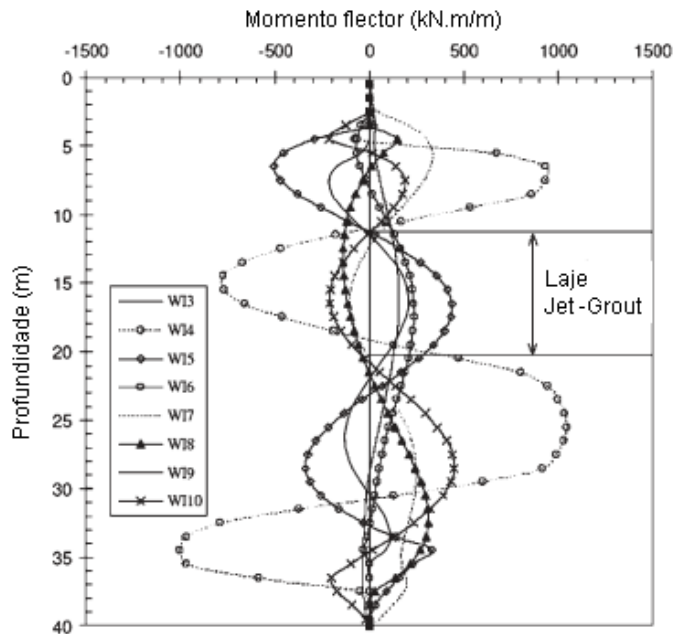


Figura 2.36 - Momento flector na parede de contenção, resultantes da execução da técnica Jet Grouting (adaptado de Wong & Poh, 2005)

2.6. CUTTER SOIL MIXING (CSM)

2.6.1. INTRODUÇÃO

A técnica de *Cutter Soil Mixing* (CSM) foi desenvolvida em 2003 pela empresa alemã Bauer Maschinen GmbH, tendo sido o produto da longa experiência, pesquisa e desenvolvimento de técnicas para a execução de paredes de contenção (Stoetzer et al., 2006).

O sistema CSM difere das técnicas mais antigas (*Deep Soil Mixing*), nas quais o solo é misturado *in situ* através de trados que rodam em torno de eixos verticais. Conforme representa a Figura 2.37, nesta nova técnica a cabeça de corte é constituída por duas rodas dentadas (fresas) que rodam em sentidos opostos em torno de um eixo horizontal. O solo é assim fragmentado e posteriormente misturado com a argamassa introduzida *in situ* através de um orifício existente no espaço entre as duas rodas. No final é formado um painel uniforme em que a mistura e a interligação das partículas do solo com a argamassa são factores bastante diferenciadores face aos métodos mais antigos.

As dimensões dos painéis executados estão cingidas às da cabeça de corte utilizada. Assim, a dimensão final (espessura e largura) é dependente das dimensões de equipamento utilizado. Conforme ilustra

a Figura 2.38, podem ser realizados painéis com larguras que variam entre 2,2 m e 2,8 m e espessuras entre 0,5 m e 1,2 m (Stoetzer et al., 2006).

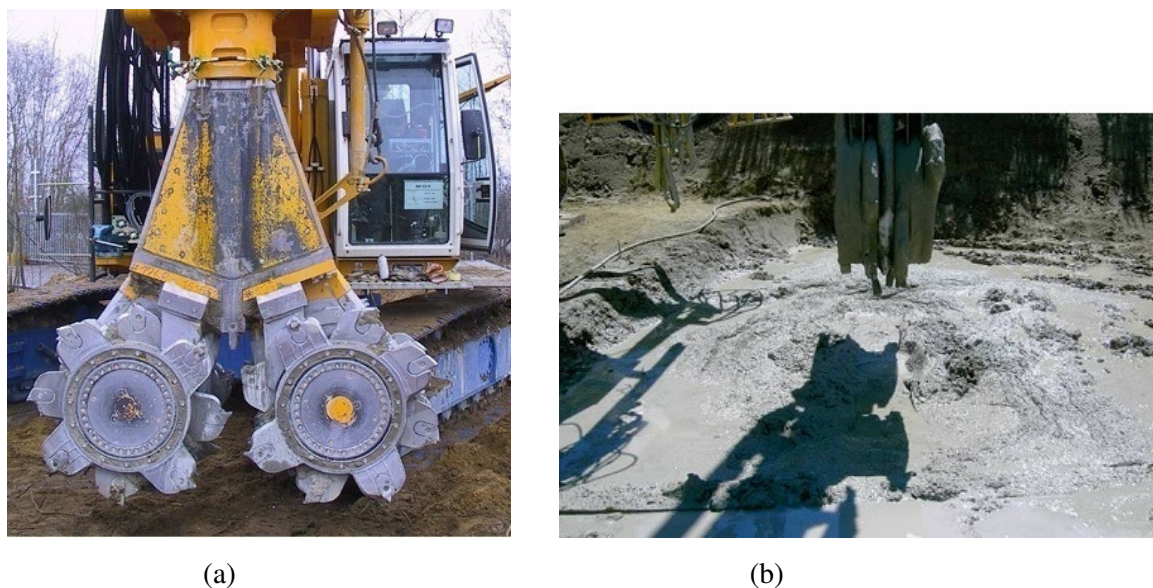


Figura 2.37 - Técnica CSM: a) Cabeça de corte; b) baixo refluxo após execução de um painel (Stoetzer et al., 2006).

A execução de uma parede contínua através deste método requer a união entre diversos painéis. O princípio normal de execução de um painel é o seguinte:

- 1) construção de um muro guia para o correcto posicionamento do equipamento de corte;
- 2) à medida que o equipamento vai sendo introduzido no solo inicia-se o processo de injeção de argamassa e (ou) bentonite, aumentando a fluidificação e promovendo uma melhor desagregação da matriz do solo; o volume de material injectado é determinado pela velocidade de penetração do equipamento no solo;
- 3) durante a subida é ajustado o volume ideal de argamassa necessária à formação dos painéis;
- 4) a parede contínua é formada pela sobreposição de painéis primários e secundários; os painéis secundários podem ser executados imediatamente após a conclusão dos primários ou posteriormente, numa altura em que a argamassa já endureceu. A Figura 2.38 ilustra uma sequência de realização de painéis;
- 5) para uma maior rigidez das paredes, podem ser introduzidos perfis metálicos logo após a execução do painel.

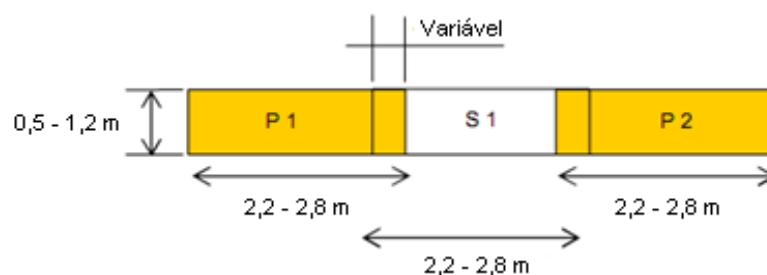


Figura 2.38 - Realização de uma parede CSM pela intersecção de painéis primários (P1 e P2) e Secundário (S1) (adaptado de BAUER Maschinen GmbH, 2005).

Todo o processo de execução é acompanhado em tempo real pelo manobrador do equipamento, tendo ele o controlo sobre todos os parâmetros que interferem na qualidade final do painel. Assim é possível alterar durante o processo a quantidade de argamassa introduzida, a velocidade de rotação das rodas dentadas, o seu sentido de rotação, a velocidade de subida ou descida do equipamento, etc.

O Quadro 2.13 apresenta de uma forma resumida e geral as condições mais favoráveis e desfavoráveis à execução de painéis com a técnica CSM.

Quadro 2.13 - Condições favoráveis e desfavoráveis à execução de painéis (adaptado de BAUER Maschinen GmbH, 2005).

	Condições favoráveis	Condições desfavoráveis
Estrutura do solo	-Solo constituído por uma só camada.	-Solo constituído por varias camadas.
Tipo de solo	-Areia, gravilha, argila mole a média.	-Solo denso a muito denso com presença de rochas.
Geometria pretendida	-Painéis longos e secções estreitas.	-Geometria irregular da parede.
Comprimento dos painéis	-Profundidade dos painéis > 10 m	-Profundidade dos painéis < 10 m (maior influência de períodos não produtivos)

São expostas, no Quadro 2.14, as principais vantagens e desvantagens da técnica exposta, bem como as boas práticas de execução e resistências médias alcançáveis.

Quadro 2.14 - Resumo dos aspectos mais relevantes inerentes ao *Cutter Soil Mixing* (adaptado de BAUER Maschinen GmbH, 2005).

Cutter Soil Mixing
Vantagens
-O solo existente é utilizado como material de construção. -Pequena quantidade de material de refluxo (Figura 2.37b). -Elevado rendimento de produção (200 m ³ /dia). -Com a selecção de rodas dentadas apropriadas consegue-se fragmentar / destruir praticamente todas os tipos de solos. -Inexistência de juntas entre painéis. -Elevado grau de verticalidade e homogeneidade dos painéis. -Podem obter-se profundidades de tratamento da ordem dos 55 m.
Desvantagens
-Equipamento demasiado recente, inexistência de experiência de construção em algumas empresas. -Custo de execução.
Boas práticas de execução
-Durante a penetração do equipamento no solo, a rotação preferencial dos discos é do interior para o exterior. -A velocidade de descida do equipamento deve situar-se entre os 10 e 60 cm/ min.
Resistências alcançadas
-Resistência à compressão: entre 5 a 15 MPa. -Quantidade de cimento adicionada: entre 200 a 450 kg/m ³ de Solo.

Não é apresentado qualquer caso prático de aplicação da técnica CSM no âmbito aqui tratado, precisamente pelo facto de ser um método recente. No entanto, no Quadro 2.15 são divulgados dois casos de obra em que a técnica CSM foi empregue na realização das paredes de contenção. A explanação demonstra especial enfoque nos parâmetros de solo tratado.

2.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após uma abordagem de algumas técnicas de melhoramento das propriedades do solo, são apresentadas as conclusões mais relevantes para que assim se consiga comparar de uma forma mais eficaz as vantagens, desvantagens e a adequabilidade de cada técnica.

Relativamente aos painéis transversais de betão:

- trata-se da abertura de valas com equipamento de paredes moldadas e, posterior betonagem até à cota pretendida. Realização de painéis, limitados à dimensão do equipamento utilizado (balde de maxilas), que por norma varia entre 60 cm a 80 cm de largura e 2,5 m de comprimento;
- é apenas executável em solos de fácil desmonte;
- tendo como fim a redução dos deslocamentos horizontais das paredes longitudinais de contenção, concluiu-se que o resultado final depende essencialmente da ligação entre os diversos painéis. Devido ao modo de execução existe, geralmente, grande dificuldade em garantir uma boa ligação entre os diversos painéis primários e secundários;

- as propriedades dos painéis são bastante elevadas, uma vez que dependem apenas da qualidade da argamassa;
- os painéis são a única geometria executável, obtendo-se sempre bons resultados no que concerne às propriedades dos septos (dependem essencialmente da resistência do betão utilizado).

O *Deep Soil Mixing* permite uma mistura do solo com aglutinantes, através de um ou mais trados verticais. Em seguida apresentam-se os pontos mais relevantes desta técnica:

- é comum a utilização de cimento e cal (em iguais proporções) como aglutinantes no tratamento de solos argilosos moles, garantindo-se melhorias entre 10% e 30% das propriedades finais do solo (nos países orientais este valor é superior, fruto do maior desenvolvimento da técnica);
- tratamento executado sob a forma de colunas, sendo que por isso as dimensões obtidas estão cingidas às do trado (na Europa o diâmetro varia entre 0,5 m e 1,2 m e profundidades máximas da ordem dos 25 m). Contudo, existe a possibilidade de conjugar a intersecção das colunas obtendo-se geometrias de tratamento bastante diversas (painéis, lajes, malhas, etc);
- propriedades do material tratado dependem muito do solo no qual se executa o tratamento. Em solos coesivos é comum obterem-se valores entre 0,2 MPa e 2 MPa.

O *Compaction Grouting* é uma técnica principalmente utilizada nos países orientais. As principais conclusões são:

- o método de tratamento consiste na introdução de argamassa pouco fluida, a elevada pressão, no interior do solo a tratar. O resultado final consiste na formação de bolbos que ocupam volume, compactando o solo envolvente e por isso aumentando a sua resistência e compacidade;
- método torna-se inadequado para solos demasiado consistentes (dificuldade de expansão do volume de argamassa injectado) e para solos argilosos muito moles, pois a curto prazo, com a dissipação dos excessos de pressões neutras gerados, o solo volta às condições iniciais revelando-se assim o tratamento pouco proveitoso;
- o tratamento por *Compaction Grouting* consiste na sobreposição de bolbos ao longo de um eixo vertical (vara de injeção da argamassa). A melhoria de propriedades do solo, de uma determinada área, depende da distância entre colunas de bolbos, do seu volume e do deslocamento que imprimem ao solo.

O *Jet Grouting* é uma técnica de mistura do solo com calda de cimento, injectada a alta pressão através de bicos situados na base de uma vara.

- Método que tem vindo a ser bastante aperfeiçoado desde a sua origem, existindo já um vasto conjunto de sistemas que permitem uma desagregação da matriz do solo e mistura deste com calda, garantindo a execução de colunas de maior diâmetro (5 m no caso do *Super Jet Grouting*) e melhores propriedades.
- Possibilidade de executar tratamento ao longo de estratos com diferentes características, desde que se estabeleçam cuidadosamente os parâmetros de operação mais adequados.
- É comum registar-se uma grande dispersão das características do solo tratado, sendo que os piores valores são obtidos na intersecção entre colunas.

- Possibilidade de realização de diferentes tratamentos, desde colunas, painéis ou lajes. As resistências alcançadas dependem do solo e do sistema utilizado. De um modo geral, para solos argilosos, a resistência à compressão situa-se entre 0,5 MPa e 3,5 MPa, ou seja, é obtido um valor intermédio entre o método *Deep Soil Mixing* e *Cutter Soil Mixing*.
- Por ser um tratamento baseado na injeção de aglutinantes a alta pressão no interior do solo, foram identificados junto das paredes de contenção, em diversos casos práticos, desenvolvimentos de esforços de momento flector bastante relevantes (e por vezes até condicionantes).
- É também apontado, por diversos autores, o desenvolvimento de pressões excessivas no interior da escavação e consequente deslocamento do solo à superfície, como resultado do entupimento do buraco de furação por onde deve ser expelido o material de refluxo.

O *Cutter Soil Mixing* é a mais recente novidade no que toca ao melhoramento das características do solo. Os principais destaques são:

- técnica com algumas semelhanças com o *Deep Soil Mixing*, distinguindo-se pela melhor capacidade de fragmentação do solo e mistura com o calda de cimento injectada. As duas cabeças de corte permitem uma aplicabilidade a quase todos os tipos de solos e possibilitam a obtenção de painéis bastante homogéneos;
- apenas são possíveis de realizar painéis / paredes, uma vez que a geometria está circunscrita às dimensões da cabeça de corte;
- a formação de uma parede contínua é o resultado da ligação entre painéis primários e secundários, possível pela sobreposição possível de realizar. A boa ligação entre os diversos painéis é um factor positivamente diferenciador das restantes técnicas;
- fruto da elevada homogeneidade dos painéis finais, são alcançáveis as maiores resistências, comparativamente com as restantes técnicas de mistura solo-cimento apresentadas. Para solos argilosos a resistência à compressão situa-se entre os 5 MPa e 15 MPa.

2.8. QUADRO RESUMO

Apresenta-se de seguida um resumo, sob a forma de quadro (Quadro 2.15), da pesquisa do tratamento de solo argiloso inserido no âmbito aqui apresentado. No quadro descreve-se os autores, o local da intervenção, as características da cortina, do tratamento efectuado, resistências alcançadas e, por último, os resultados alcançados. Os diversos casos de obra apresentados encontram-se organizados por técnica de tratamento.

Quadro 2.15 - Resumo de escavações que recorreram ao tratamento prévio do solo

Autores	Local	Obra	h _{médio}	Cortina			Condições do pé	Tipo	Tratamento		Prop. Solo tratado			$\frac{\bar{\sigma}_h^{m\acute{a}x}}{h}$	$\frac{\bar{\sigma}_v^{m\acute{a}x}}{h}$
				Tipo	Espes. (m)	Comp. (m)			Contínuo Long.?	Situação em corte trans.	Resist. Comp. (MPa)	E (MPa)	c (kPa)		
Karlsrud, K. (1975)	Oslo	Túnel Studenterlunden	15,5	Parede moldada	1	21	apoiado	Parede transversal de betão	Não (espaçamento: 4,5m)	Abaixo base de escavação (4,5 m)	-	-	-	0,3 (obra)	0,45 (obra)
Karlsrud, K. et al. (2005)	Gothenburg	Lilla Bommen tunnel	17	Parede moldada	0,8	20	apoiado	Parede transversal de betão	Não (espaçamento: 4,5m)	Abaixo base de escavação (de 4 a 7,5 m)				0,08 a 0,18 (obra)	0,06 (obra)
Hu, Z. F. et al (2003)	Shangai	Estação Xin Zha	12,5	Parede moldada	0,8	23	Livre	Deep Soil Mixing	Sim	Acima e abaixo da base de escavação	-	100	250	0,12 (obra)	0,06 (obra)
O' Rourke, T. D. e O' Donnell C. J. (1997)	Boston	Artéria central e Tunel (CA/T)	15	Parede Deep Soil Mixing	0,86 (diâmetro do trado)	20	Livre	Deep Soil Mixing e Jet Grouting	Não	Acima e abaixo da base de escavação	-	-	-	1,1 (obra)	1 (obra)
Ou, C. Y. et al (2007)	Taipé	Song-San excavation	9,3	Parede moldada	0,6	21	apoiado	Deep Soil Mixing (colunas)	Não	Acima e abaixo da base de escavação	2	19	34-46	0,4 (obra)	0,37 (calculado)
Ou, C. Y. et al (1996)	Taipé	Kon-Her Building	12,75	Parede moldada	0,6	26	apoiado	Deep Soil Mixing (colunas) - aglutinante:calda cimento.	Não. Colunas realizadas até 8 m da parede	Acima e abaixo da base de escavação	2	-	-	0,63 (obra)	-
Liu, G. B. et al (2005)	Shangai	Estação Road Yishan	16,5	Parede moldada	0,6	28 a 34	apoiado	Compaction Grouting	Sim	Acima e abaixo da base de escavação	-	-	-	0,12 a 0,22 (obra)	0,05 a 0,08 (obra)
Ho, C. E. et al (2005)	Singapura	The Singapore Post Center	12 a 15,5	Parede moldada	08 - 1,2	-	-	Jet Grouting (laje)	Sim	Abaixo da base de escavação	> 0,6	150	-	0,08 (obra)	-
Matos Fernandes, M. e Almeida e Sousa, J. (2003)	Lisboa	Cais do Sodré	16,5	Parede moldada	1	28,5	apoiado	Jet Grouting (laje)	Sim	Abaixo da base de escavação	4	1000	-	0,1 (Calculado)	-
Ho, C. E. e Hu, S.(2006)	Estudo para a realização de um bloco e laje de jet grouting.		14,5	Parede moldada	-	33	Livre	Jet Grouting (laje e bloco)	Sim	Abaixo da base de escavação		150	300	-	-
Ou, C. Y. et al (1996)	Escavação hipotética		12	Parede moldada	0,6	24	Livre	Jet Grouting (Colunas)	Não	Acima e abaixo da base de escavação	1	-	-	0,15 (calculado)	-
Burke, G. K. et al(2000)	New Jersey	Atlantic City tunnel	7	Estacas secantes	-	-	apoiado	Super Jet Grouting	Sim	Abaixo da base de escavação	2,8	-	-	-	-
Lopez, R. A. et al (2009)	Seattle	Excavation for "The Elliott Avenue project"	8	Parede CSM	0,6x2,4 (sobreposição entre paineis: 0,15 m)	17	apoiado	-	-	-	Resist. Compressão: > 1,38 (solo argiloso) Permeabilidade entre 1x10 ⁻⁶ e 8x10 ⁻⁸			-	-
Geo Rumo (2009)	Lagos	Parque de estacionamento subterrâneo	6	Parede CSM	0,6x2,4 (sobreposição entre paineis: 0,15 m)	12	livre	-	-	-	9	8300	-	-	-

3

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UMA ESCAVAÇÃO COM LAJE DE JET-GROUT

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é abordada a realização de uma escavação de 18 m de profundidade, baseada nas características gerais da escavação da estação do Metropolitano de Lisboa, junto ao rio Tejo, na praça do Terreiro do Paço.

Esta escavação foi realizada sob condicionamentos especiais como: i) o terreno, até profundidades superiores à da escavação, apresentava fracas características mecânicas e o nível freático próximo da superfície; ii) o maciço terroso apresentava elevada variabilidade e complexidade; iii) nas proximidades existiam edifícios de elevado valor patrimonial e histórico, com fundações directas sobre as camadas superficiais.

Por todas as condicionantes descritas adoptou-se, como meio de suporte à cortina periférica de estacas secantes, escoras pré-esforçadas devidamente contraventadas bem como uma laje de *Jet Grout* de 3 m de espessura disposta entre o túnel e as cortinas longitudinais, com o seu plano médio coincidente com o equador do túnel. Esta laje, conjugada com o próprio túnel e o respectivo material de enchimento (betão), proporcionaram travamento particularmente adequado à cortina. Tal permitiu reduzir de forma relevante os deslocamentos da cortina em relação a uma solução com recurso exclusivo a escoras convencionais. A Figura 3.1 ilustra uma perspectiva da escavação bem como dos edifícios históricos envolventes.



Figura 3.1 - Envolvente da escavação da estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa.

No presente estudo interessa apenas reter os dados relativos às características geotécnicas das camadas de solo interceptadas pela escavação e a concepção inovadora de uma laje de *Jet Grout*, como meio de redução dos deslocamentos das paredes de contenção, e por conseguinte dos riscos associados aos edifícios envolventes.

Assim, nos pontos seguintes são apresentados os dados relacionados com a modelação, num programa de elementos finitos, da escavação propriamente dita, nomeadamente as características do solo e faseamento construtivo. No ponto subsequente a atenção é focada na análise da estrutura, concretamente no funcionamento da interface solo tratado - parede moldada e da própria laje de *Jet Grout*. São apresentadas, para a mesma profundidade de escavação (18 m), dois faseamentos construtivos distintos (correspondentes à Escavação 1 e Escavação 2), como forma de clarificar a forma de rotura da laje, o comportamento da escavação nas diversas fases e a importância das tensões normais e tangenciais em todo o processo.

3.2. ESTUDOS NUMÉRICOS REALIZADOS

3.2.1. MODELAÇÃO EFECTUADA

Conforme já foi referido, a escavação em estudo difere da efectivamente realizada na Estação Terreiro do Paço. As principais diferenças residem na profundidade da escavação (18 m ao invés de 25 m), no posicionamento da laje de solo tratado, que se encontra imediatamente abaixo da base de escavação e tem a espessura de 2 m, bem como na não utilização de pré-esforço nas escoras, uma vez que o principal objectivo deste estudo é estudar o comportamento da laje de *Jet Grout*.

As dimensões da escavação modelada, o posicionamento dos diversos elementos de contenção bem como a espessura dos diferentes estratos são apresentados na Figura 3.2.

A base de escavação está situada aos 18 m de profundidade e o tecto do substrato miocénico aos 27,5 m.

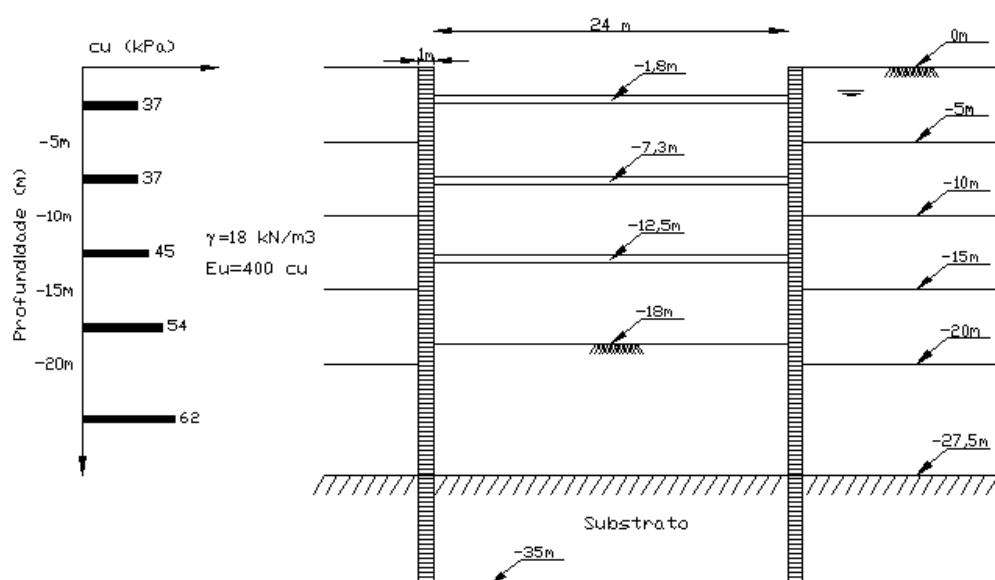


Figura 3.2 - Corte transversal da Escavação 1.

O programa de elementos finitos utilizado foi o PLAXIS 2D[®] versão 8.2, inicialmente desenvolvido pela Universidade de Delft e actualmente comercializado pela empresa PLAXIS BV.

Tirou-se partido da simetria da escavação e assim apenas se modelou metade da mesma. Foi desenvolvido um modelo de grandes dimensões (150 m de comprimento por 50 m de profundidade) para que as condições de fronteira impostas não introduzissem erros adicionais nos cálculos. Na geração da malha, representada na Figura 3.3, foram utilizados elementos triangulares de 15 nós e procurou-se refinar a malha o melhor possível nos locais que seriam alvo de estudo mais aprofundado. Assim o refinamento é superior na proximidade da parede moldada e na laje de *Jet Grout*.

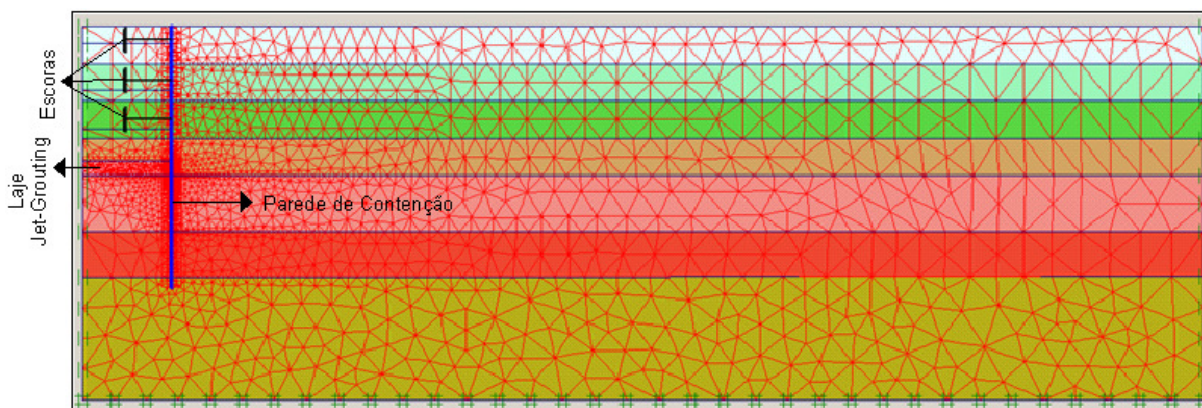


Figura 3.3 - Malha de elementos finitos, condições fronteira e elementos estruturais, utilizados na Escavação 1 e 2.

3.2.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DO MACIÇO.

O local, da escavação em estudo, é de modo geral constituído por três tipos de solos distintos. Uma camada superficial de aterros com solos areno-argilosos, subsequentemente encontra-se a camada de aluviões de elevada espessura constituídos essencialmente por argilas silto-lodosas e, finalmente, para além da base de escavação, predomina o substrato miocénico, formado por uma sucessão de estratos sedimentares de elevada resistência.

Apesar desta distinção entre estratos, a equipa projectista após a realização dos ensaios devidos, achou por bem tratar em conjunto as formações sobre o substrato miocénico. Deste modo, foram determinados parâmetros de resistência e deformabilidade para dois estratos, o aluvionar (desde a superfície até à profundidade de 27,5 m) e o substrato miocénico (a partir dos 27,5 m).

Para cada uma das 5 camadas virtuais que se definiram para o estrato aluvionar (presentes na Figura 3.2) foram definidas propriedades constantes. O mesmo se sucedeu para o substrato.

Os valores da resistência não drenada (c_u) e do módulo de deformabilidade (E), para os dois estratos, são apresentados no Quadro 3.1

Quadro 3.1 - Características mecânicas admitidas para o maciço (Mateus Brito et al., 2006).

Solo	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	K_0	c_u (kPa)	E_u (MPa)
Aluviões	0,00 - 5,00	18,00	0,60	37,00	14,80
	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

A análise da escavação foi realizada em tensões totais, admitindo condições não drenadas.

Para todas as camadas do maciço terroso que contactavam com a parede de contenção, foi simulada (apenas na interface solo - parede) a degradação das características originais (considerando 2/3 das propriedades do solo). No caso do estrato de solo tratado com *Jet Grouting*, foram admitidas características específicas na interface (assunto a ser desenvolvido no subcapítulo 3.3).

Às diferentes camadas de solo bem como aos respectivos elementos de junta foi admitido um comportamento elástico - perfeitamente plástico através do critério de rotura de Tresca.

3.2.3. CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS DE SUPORTE

Relativamente às estruturas de suporte, foram modeladas as escoras, a parede moldada e a laje de *Jet Grout*, que no fundo equivale a um nível extra de escoras.

Foram considerados três níveis de escoramento, sem pré-esforço e com uma rigidez axial igual a 80% da rigidez teórica. O valor do módulo de deformabilidade utilizado para o aço foi 200 GPa. Os elementos escora foram definidos com o comando “fixed-end anchor” do PLAXIS®, atribuindo-se-lhes um comportamento elástico-plástico.

O Quadro 3.2 apresenta os valores da resistência axial das escoras para os diversos níveis.

Quadro 3.2 - Rigidez axial nos diversos níveis de escoras

Nível	Perfil tubular (aço FE 430)	80% Rigidez Teórica
		EA (MN)
1.º	Ø609,6 - esp 14,2	5590
2.º	Ø711,2 - esp 16	5590
3.º	Ø711,2 - esp 17,2	6118

Relativamente à parede moldada, foi definida com 1 m de espessura e um comprimento de 35 m. O pé da parede penetra 7,5 m no substrato miocénico, o que corresponde a uma ficha de 17 m, ou seja,

48,60 % do comprimento total da parede. Para a sua modelação admitiu-se comportamento elástico linear. O peso volúmico (γ) é o do betão 25 kN/m^3 e o coeficiente Poisson (ν) é 0,2.

Os valores de resistência deste elemento estão patentes no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Rigidez axial e à flexão da parede moldada

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

O sistema de escoramento é complementado com uma laje de *Jet Grout*, que como já foi referido se localiza imediatamente abaixo da base de escavação, ou seja, dos 18 m aos 20 m de profundidade.

As características mecânicas do solo tratado (resistência e rigidez) foram sendo modificadas no decurso das diversas análises dos diferentes capítulos deste estudo. No entanto, no presente capítulo, é realizada uma análise para o cálculo inicial (cálculo base), em que os parâmetros introduzidos resultaram da experiência recolhida nas aluviões moles do rio Tejo em Lisboa, concretamente na Estação Cais do Sodré, do Metropolitano de Lisboa.

A resistência à compressão foi assim considerada igual a 3,5 MPa e o módulo de deformabilidade de 1 GPa. O solo tratado foi modelado de forma igual às camadas de solo, ou seja com comportamento elástico - perfeitamente plástico pelo critério de rotura de Tresca. O valor da resistência não drenada (c_u) foi considerado metade da resistência à compressão, isto é, $c_u = 1,75 \text{ MPa}$. O valor do peso volúmico manteve-se igual ao do solo no qual o tratamento foi executado.

3.2.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO CONSIDERADO

Nas Figura 3.4 a 3.8 é apresentado o faseamento construtivo considerado para a Escavação 1, bem como as principais características de cada uma das camadas de solo. É também apresentada a localização da laje de *Jet Grout*, da parede moldada e dos diversos níveis de escoras.

É de salientar que os valores dos parâmetros apresentados bem como a divisão dos estratos em camadas, resultam da caracterização geológico - geotécnica da estação em apreço.

Fase 0 - Instalação do estado de tensão em repouso; apresentação das características das diversas camadas de solo.

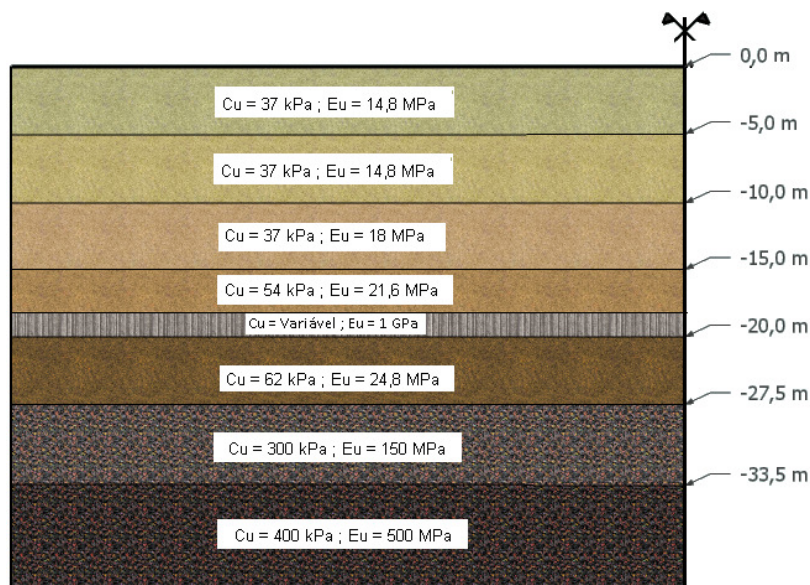
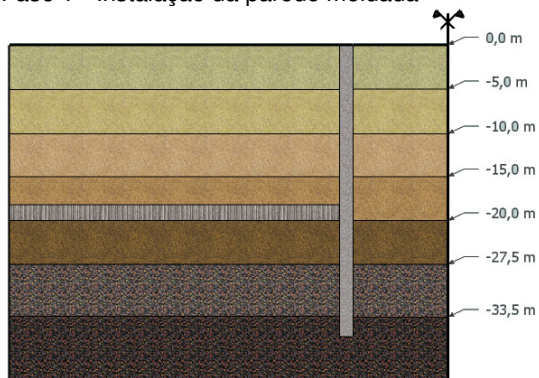


Figura 3.4 - Faseamento construtivo da Escavação 1 - Fase 0

Fase 1 - Instalação da parede moldada



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

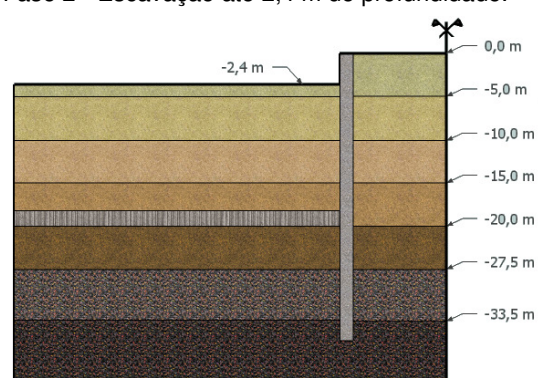
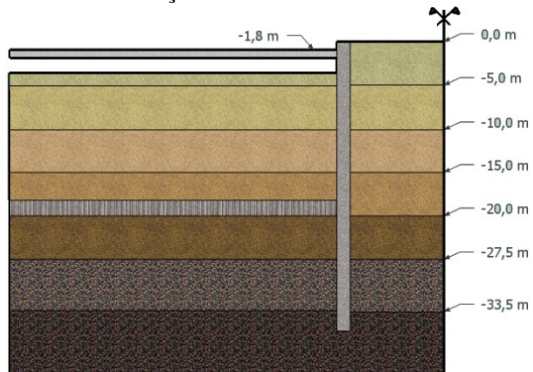


Figura 3.5 - Faseamento construtivo da Escavação 1, Fases 1 e 2.

Fase 3 - Instalação do 1.º nível de escoras



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

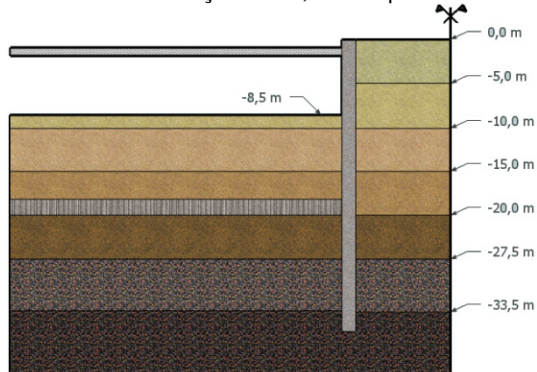
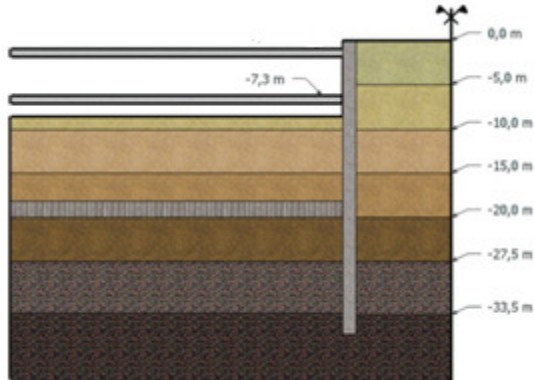


Figura 3.6 - Faseamento construtivo da Escavação 1, Fases 3 e 4

Fase 5 - Instalação do 2.º nível de escoras



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

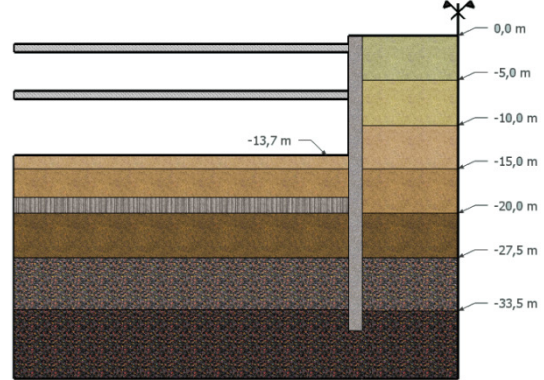
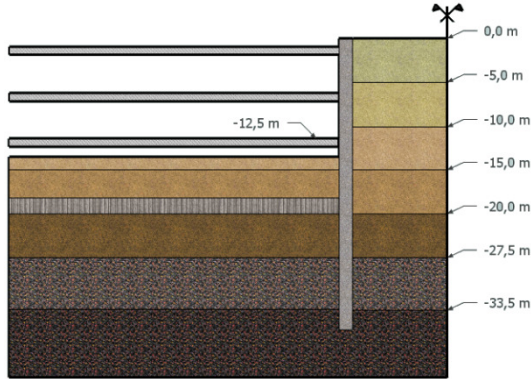


Figura 3.7 - Faseamento construtivo da Escavação 1, Fases 3 e 4

Fase 7 - Instalação do 3.º nível de escoras.



Fase 8 - Escavação até 18 m de profundidade.

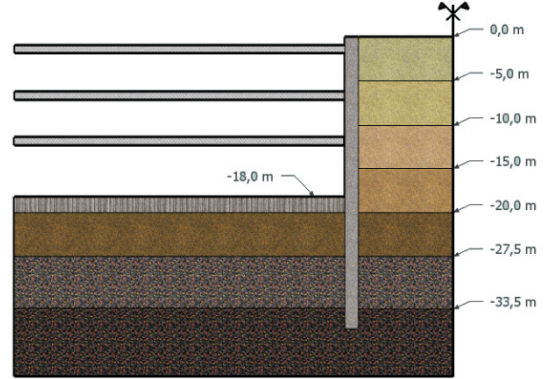
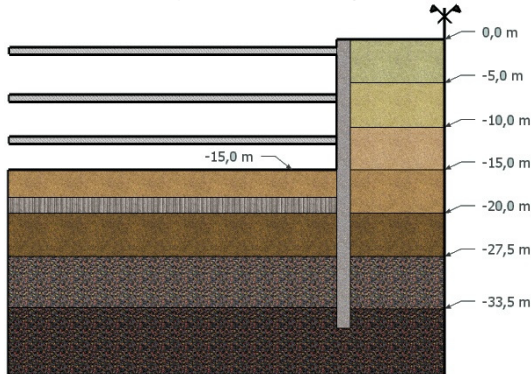


Figura 3.8 - Faseamento construtivo da Escavação 1, Fases 7 e 8.

A Escavação 2 apenas difere da Escavação 1 no faseamento considerado. Neste caso a retirada da última camada de solo (fase 8- Escavação 1), é subdividida (na Escavação 2) em 6 fases que correspondem a 6 camadas de menor espessura. Deste modo são apenas apresentadas, nas Figura 3.9 a 3.11, as fases subsequentes à Fase 7, da Escavação 1.

Fase 8 - Escavação até 15 m de profundidade.



Fase 9 - Escavação até 16 m de profundidade.

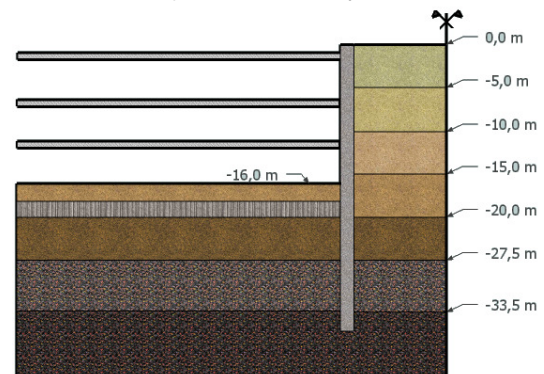
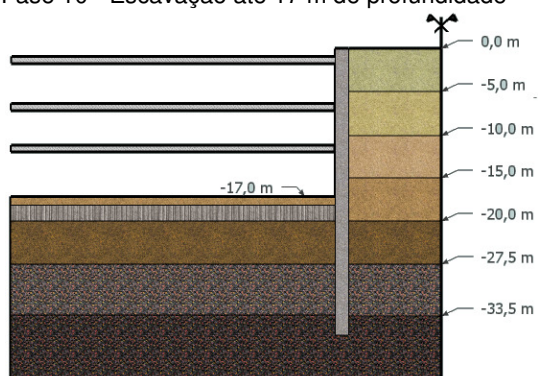


Figura 3.9 - Faseamento construtivo da Escavação 2, Fases 8 e 9.

Fase 10 - Escavação até 17 m de profundidade



Fase 11 - Escavação até 17,5 m de profundidade.

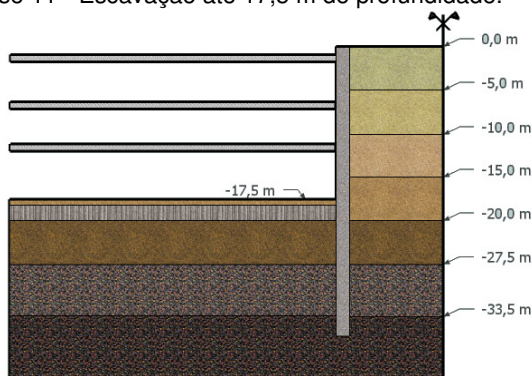
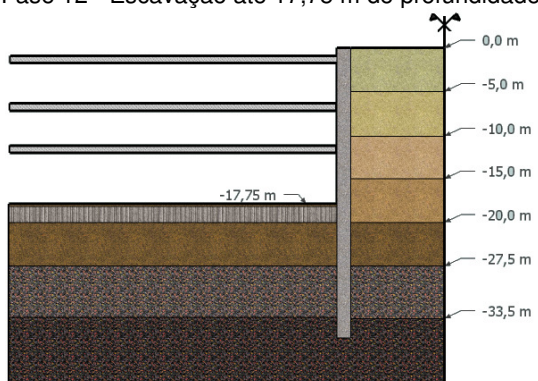


Figura 3.10 - Faseamento construtivo da Escavação 2, Fases 10 e 11.

Fase 12 - Escavação até 17,75 m de profundidade.



Fase 13 - Escavação até 18 m de profundidade.

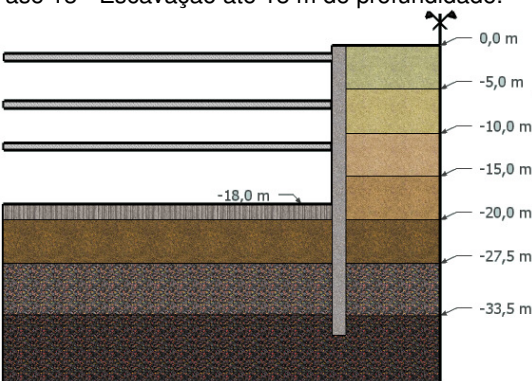


Figura 3.11 - Faseamento construtivo da Escavação 2, Fases 12 e 13.

As diversas análises, efectuadas com qualquer uma das escavações, são sempre apresentadas no respectivo capítulo em que os cálculos são realizados.

3.3. CÁLCULO BASE PARA A ESCAVAÇÃO 1.

3.3.1. INTRODUÇÃO

Neste subcapítulo é apresentado o cálculo base para a Escavação 1 (E1), ou seja, é estudado o comportamento geral em termos de deslocamentos, esforços e pressões de terras da escavação quando a laje de *Jet Grout* apresenta as propriedades reais (as da Estação do Metro do Terreiro do Paço). O objectivo principal é o de comparar as consequências benéficas da introdução da laje com a solução em que esta não é aplicada (Cálculo E0). As características do cálculo E1 são apresentadas no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Percentagens e valores da resistência à compressão da laje de *Jet Grout* nos cálculos E1 e E0 da Escavação 1

	Escavação 1	
	E1	E0
% resistência relativamente ao cálculo E1	100%	0%
$q_u/2$ (kPa)	1750	0

Não é abordado o cálculo base para a Escavação 2, por apenas variar o número de fases construtivas relativamente à Escavação 1.

Não é aqui explanada a razão pela qual o melhor posicionamento da laje é imediatamente abaixo do fundo de escavação, isto é, entre as cotas 18 m e 20 m, remetendo-se essa explicação para Pereira (2008).

Neste cálculo, bem como em todos os restantes deste capítulo, não é introduzido qualquer pré-esforço nas escoras. Tal como foi referido, o objectivo deste capítulo está cingido ao estudo da laje de solo tratado.

3.3.2. INTERFACE JET GROUT - PAREDE MOLDADA

Uma vez que, na interface entre a laje de *Jet Grout* e a parede de contenção é considerada uma redução das propriedades do solo tratado pretendeu-se, neste ponto, interpretar o valor da resistência aí mobilizada traduzindo-o num ângulo de atrito. O objectivo é o de ter uma maior sensibilidade relativamente à resistência mobilizada na interface. A tradução do valor em termos de ângulo de atrito permite uma avaliação mais fácil do que em termos de coesão.

É sobejamente conhecido que a maioria dos solos experimenta a rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \times \tan \phi' \quad (3.1)$$

De acordo com este critério o solo entra em rotura num ponto quando num par de facetas ou planos que passam nesse ponto é atingida a relação expressa entre a componente normal da tensão, σ'_f e a componente tangencial da tensão, τ_f .

Considerando, pelo lado da segurança, que a interface não mobiliza adesão procedeu-se através da expressão número 3.2 à determinação do ângulo de atrito que seria necessário mobilizar para que a interface permanecesse elástica, ou seja, que o segundo membro da expressão 3.1 fosse superior à tensão tangencial. Essa determinação foi efectuada para diferentes fases do cálculo “E1” e consistiu na execução dos integrais da tensão normal e tangencial mobilizadas na interface. Os valores do ângulo de atrito obtidos são apresentados no Quadro 3.5.

$$\frac{\int \tau_{mob.}}{\int \sigma'_{mob.}} = \tan \phi_{mob.} \quad (3.2)$$

Quadro 3.5 - Ângulo de atrito na interface *Jet Grout* - parede, para as diversas fases do cálculo base (E1)

	Fase de cálculo							
	1	2	3	4	5	6	7	8
$\phi(^{\circ})$	4,39	8,89	8,89	17,5	17,5	19,8	18,8	15,75

O valor de ângulo de atrito máximo mobilizado é obtido para as Fases 6 e 7, numa altura em que a tensão tangencial tem valor próximo do máximo e os 4,3 m de solo sobrejacentes à laje lhe permitem algum confinamento. Na Fase 8 a tensão vertical no topo da laje é nula, a tensão tangencial continua próxima do seu valor máximo. No entanto, o aumento da tensão horizontal na laje numa fase leva (pela expressão 3.2) a uma redução do valor do ângulo de atrito mobilizado.

Os valores alcançados permitem concluir que o ângulo de atrito obtido é relativamente baixo e facilmente mobilizável na interface. Deste modo, considerou-se de uma forma conservativa para a interface referida de todos os cálculos da Escavação 1 e 2, um ângulo de atrito de 25° e coesão próxima de zero.

O valor de 25° do ângulo de atrito foi validado, em cálculos de sensibilidade não apresentados, nos quais se verificou que os valores de deslocamento vertical da interface são bastante pequenos e ainda inferiores aos do cálculo inicial “E1”. Do mesmo modo se constatou o estado elástico da interface em todos os pontos no contacto com a parede moldada.

3.3.3. DESLOCAMENTOS

Relativamente aos deslocamentos, a Figura 3.12 contém as curvas referentes aos deslocamentos laterais da parede de contenção para o caso de escavação com e sem laje de solo tratado, no fim da escavação.

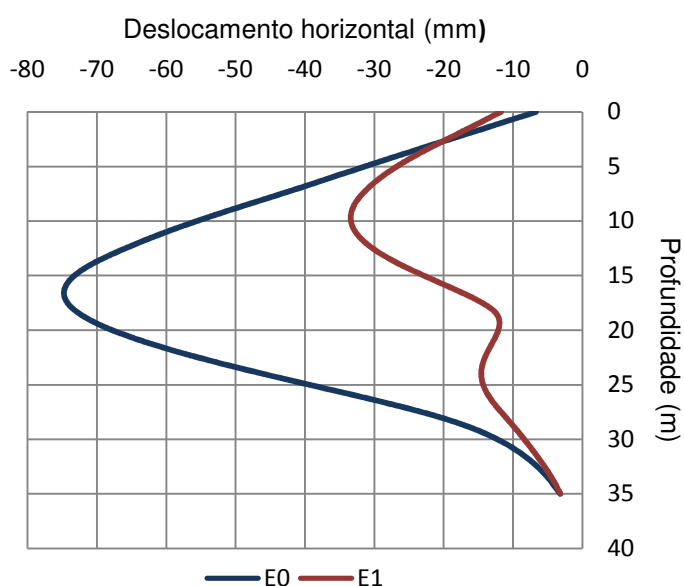


Figura 3.12 - Deslocamento horizontal da parede de contenção, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0, da Escavação 1.

É bem evidente o efeito da laje de *Jet Grout* na redução dos deslocamentos da parede de contenção. O deslocamento máximo do cálculo E0 é superior ao dobro do obtido para o cálculo E1. O Quadro 3.6 exprime o valor do deslocamento máximo, a sua localização em termos de profundidade da cortina bem como o quociente entre o máximo deslocamento horizontal e a profundidade escavada ($\delta_{\text{máx}}^h/h$).

Quadro 3.6 - Deslocamento máximo, sua localização e relação $\delta_{\text{máx}}^h/h$ no final da escavação dos cálculos E1 e E0.

	E1	E0
Deslocamento máximo (mm)	33	75
Localização (m)	9,8	16,6
$\delta_{\text{máx}}^h/h$ (%)	0,19	0,42

A presença da laje de *Jet Grout* leva a que a posição da secção onde ocorre o deslocamento máximo se desloque, da base de escavação para muito mais perto da superfície.

Conforme atesta a Figura 3.13 as melhorias identificadas nos deslocamentos horizontais da parede devido à introdução da laje de *Jet Grout*, traduzem-se em diminuições dos assentamentos da superfície. À semelhança dos deslocamentos horizontais máximos da parede, também nos assentamentos da superfície a solução de laje de solo tratado apresenta claras vantagens.

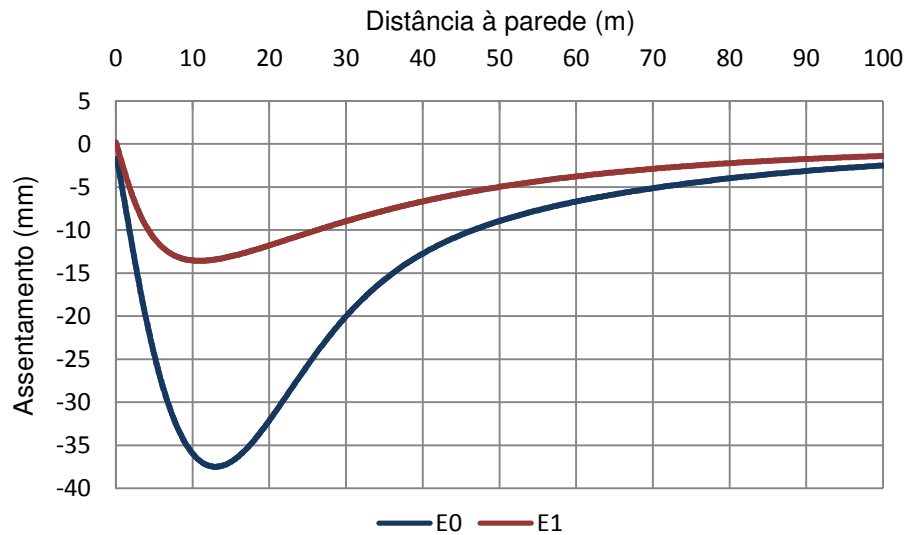


Figura 3.13 - Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0 da Escavação 1.

O Quadro 3.7 inclui, entre outros dados, o quociente entre o máximo assentamento à superfície e a profundidade escavada. Curiosamente, constata-se que os assentamentos máximos apresentados são, em valor, cerca de metade dos deslocamentos da parede de contenção incluídos no Quadro 3.6.

Quadro 3.7 - Assentamento máximo, sua localização e relação $\delta^h_{\text{máx}}/h$ no fim da escavação dos cálculos E1 e E0.

	E1	E0
Deslocamento máximo (mm)	14	37
Localização (m)	10,85	12,90
$\delta^h_{\text{máx}}/h$ (%)	0,08	0,21

Relativamente à distorção angular (α), verifica-se que esta é naturalmente máxima para o cálculo em que os assentamentos à superfície são maiores. Assim para o cálculo E0 é atingido o valor 0,0054 (1/185). No cálculo E1 o valor máximo é de 0,0035 (1/286). A Figura 3.14 ilustra as distorções angulares para ambos os cálculos. Devido à maior inclinação da curva de assentamentos próximo da parede, as distorções nas duas 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 a aproximadamente a 20 m da parede de contenção, e de seguida descem até permanecerem

praticamente constantes a partir dos 50 m. Tal como nos assentamentos, as reduções de distorção angular obtidas com a introdução da laje de *Jet Grout* são bastante significativas.

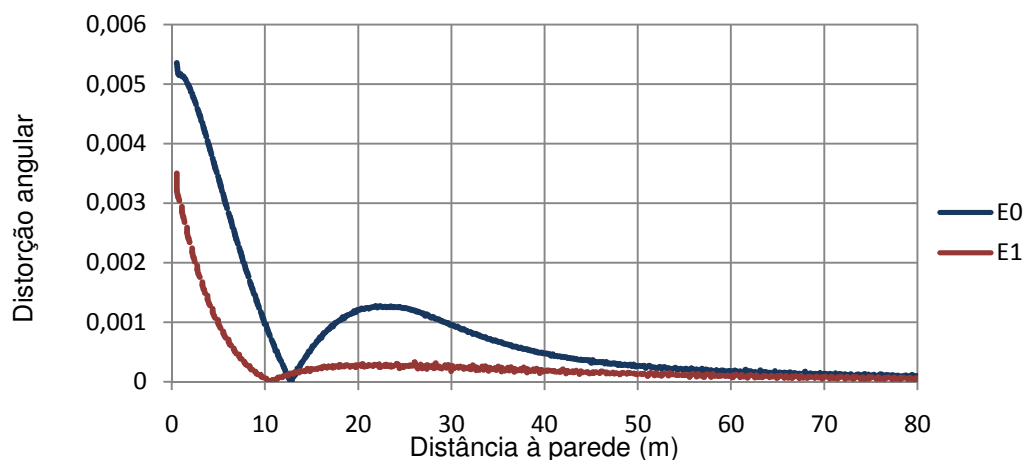


Figura 3.14 - Distorções angulares, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0. da Escavação 1.

Em relação ao empolamento do fundo de escavação, confirma-se uma vez mais o benefício da realização de uma laje de solo melhorado. A Figura 3.15 apresenta claras diferenças entre o empolamento da laje de *Jet Grout* e do solo. No caso da laje, o levantamento máximo ocorre a meio-vão do seu desenvolvimento, sendo mínimo na interface com a parede de contenção, o que atesta a validade do valor do ângulo de atrito considerado. No caso do estrato de solo, há um movimento acentuado no elemento de junta, sendo mais reduzido a meio-vão. No entanto, a diferença entre o levantamento mínimo da camada de solo e o máximo da laje de *Jet Grout* é de cerca de 20 mm.

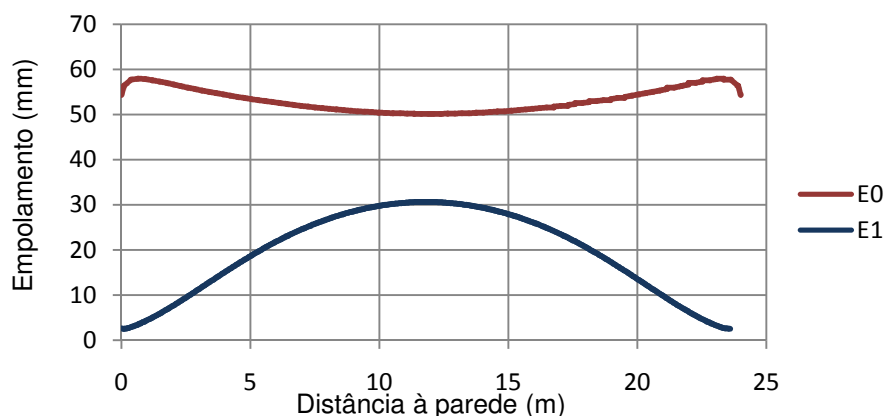


Figura 3.15 - Empolamento do fundo de escavação, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0 da Escavação 1.

3.3.4. PRESSÕES DE TERRAS

A Figura 3.16 contém as pressões de terra atrás da parede de contenção, representadas até ao topo do substrato miocénico (27,5 m).

As pressões de terras, no cálculo “E1”, aumentam consideravelmente na zona da laje do *Jet Grout*, leia-se entre os 18 m e 20 m de profundidade, devido ao efeito de arco proporcionado pela existência

deste apoio. Como consequência deste efeito verifica-se uma maior distribuição de tensões, assim as pressões de terras na zona superior da parede moldada são menores (relativamente ao cálculo E0).

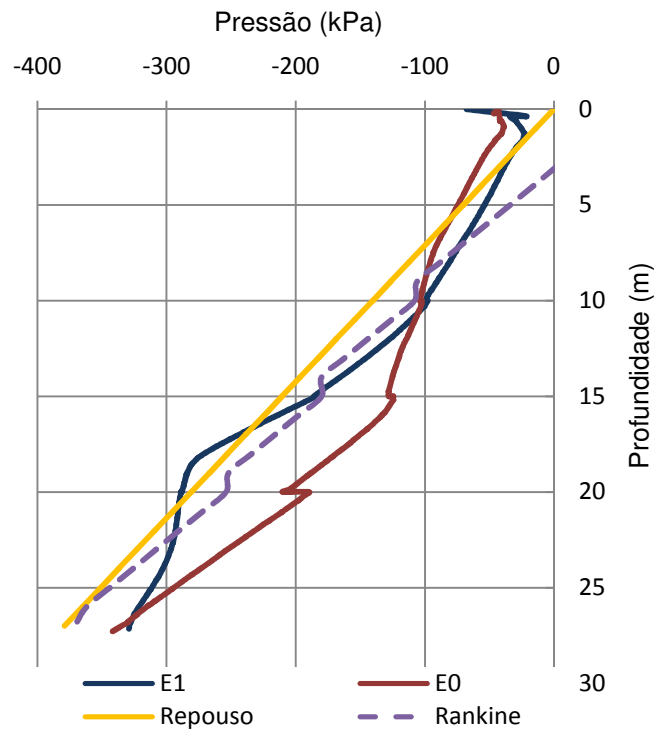


Figura 3.16 - Pressões de terras sobre a parede moldada, no fim da escavação, para as Escavações E1 e E0.

As pressões de terra no cálculo “E0” são, a partir dos 12,5 m de profundidade, inferiores às activas de Rankine. Ou seja, durante o processo de escavação desenvolve-se um complexo sistema de transferência de tensões entre o solo e a estrutura, ocorrendo um aumento nas zonas mais rígidas da estrutura. “Associado à redistribuição de tensões horizontais ocorre igualmente uma redistribuição de tensões verticais no sistema solo-estrutura acompanhada de rotações das tensões principais” (Fortunato e Matos Fernandes, 1997). As tensões tangenciais desenvolvidas entre o solo e a cortina desempenham um papel importante na redistribuição de tensões verticais entre o solo e a parede. A Figura 3.17 traduz a orientação das tensões principais totais para a última fase construtiva.

O *zoom* de parte da laje de *Jet Grout* e maciço envolvente, apresentado pela Figura 3.17 c e d, pretende representar a rotação de tensões principais junto da laje de *Jet Grout*. É também evidente o elevado valor da tensão horizontal na laje, para o cálculo E1 (relativamente à mesma tensão para o cálculo E0). Este facto motivou a redução de cerca de 15 vezes da escala da Figura 3.17d, relativamente à escala da Figura 3.17c.

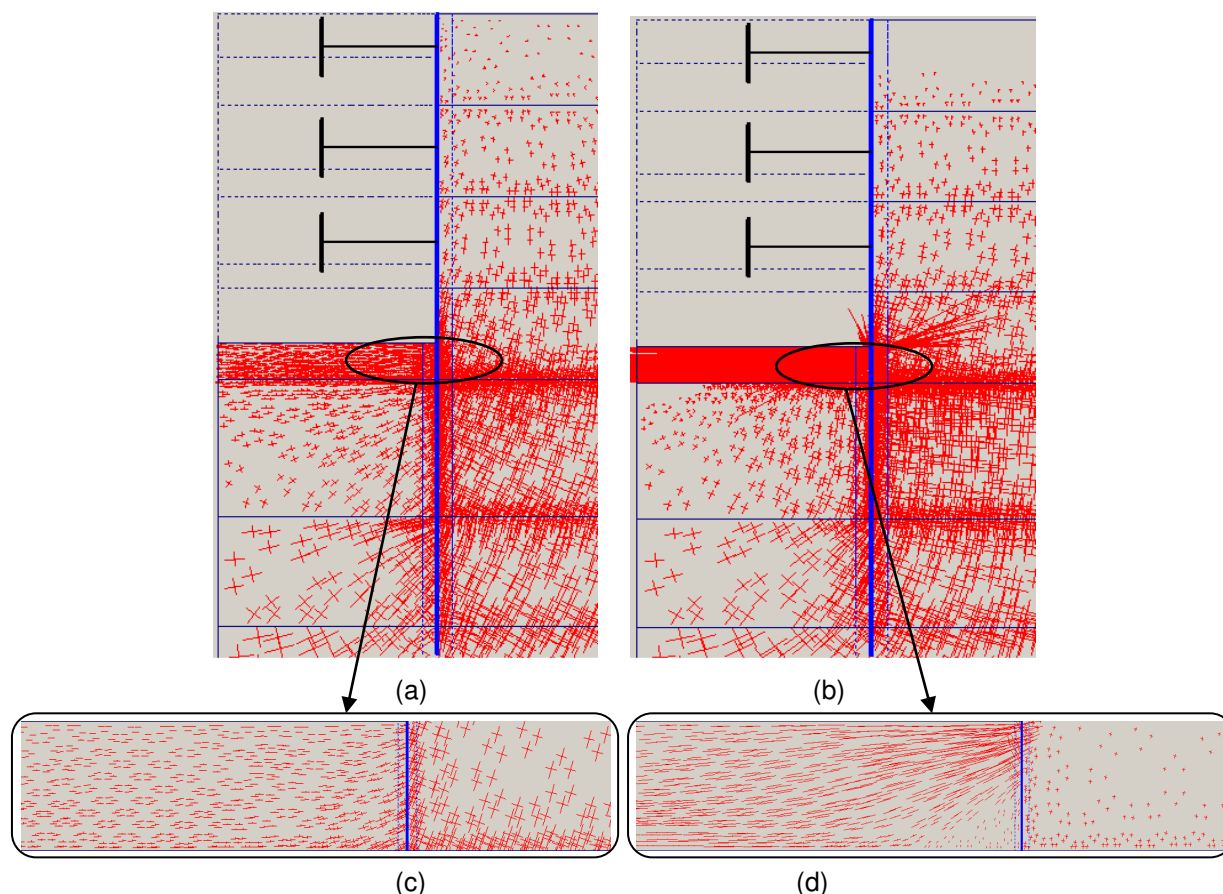


Figura 3.17 - Orientação das tensões totais na última fase construtiva da Escavação 1: a, c) cálculo E0; b, d) cálculo E1.

São evidentes as concentrações de tensões devido ao efeito de arco. A Figura 3.17b revela uma predominância de tensões horizontais na laje de *Jet Grout*. Por outro lado, a concentração de tensões é menor (relativamente ao gráfico (a) da mesma figura) atrás da parede, à profundidade do primeiro nível de escoras.

Conforme é identificável na Figura 3.17 c e d as diferenças de tensões horizontais abaixo do fundo de escavação e no tardo da parede moldada provocam uma rotação das tensões principais.

3.3.5. ESFORÇOS ESTRUTURAIS

Neste ponto são apresentados os esforços estruturais mais relevantes, em diferentes elementos da Escavação 1.

Nas Figuras que contenham tensões na laje de *Jet Grout*, sempre que se faça referência à secção “12 m” está a mencionar-se a secção adjacente à parede. Por outro lado, a secção “0 m” corresponde à secção junto do eixo de simetria da escavação.

Na Figura 3.18 apresentam-se as tensões horizontais exercidas na laje de *Jet Grout* pela parede. Os valores de tensão negativos simbolizam tensão de compressão.

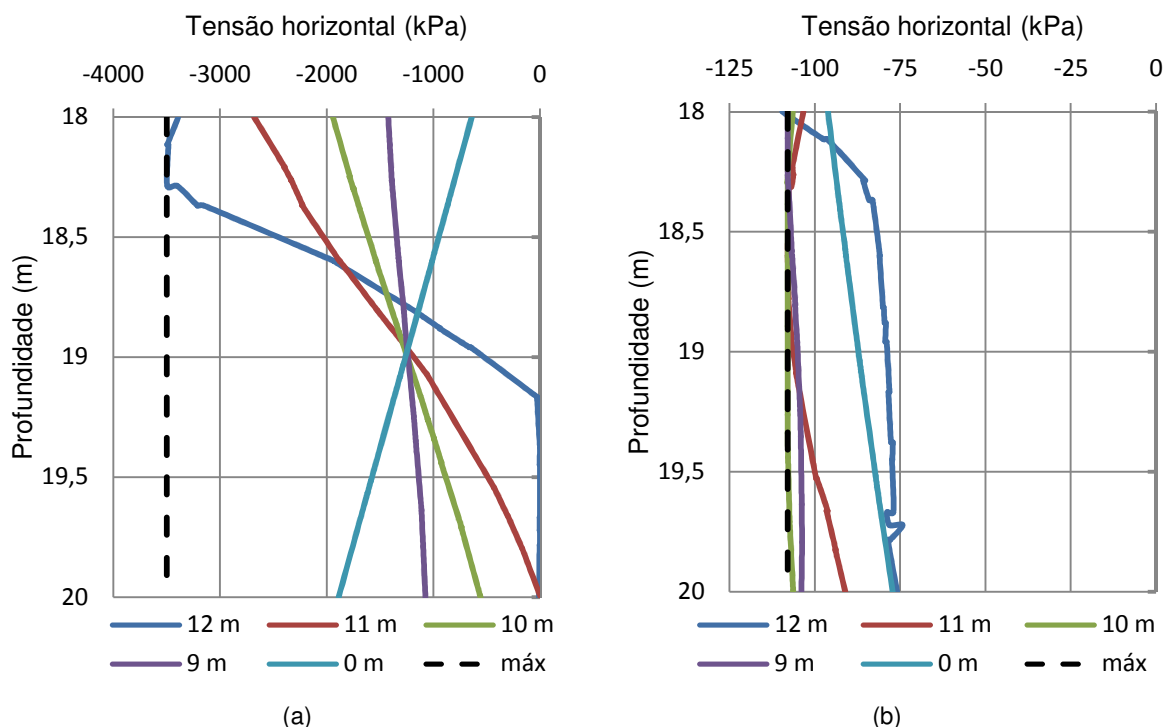


Figura 3.18 - Tensão horizontal, no fim da escavação, em diversas secções da laje: a) Escavação E1; b) Escavação E0.

Relativamente ao cálculo “E1”, na secção mais próxima da parede de contenção (12 m) não existe contacto entre a base da laje e a parede de contenção, daí as tensões nulas junto da base da laje e máximas no topo da mesma. À medida que se afasta da parede a tensão evolui, diminuindo no topo e aumentando na base, ficando uniforme numa secção próxima da dos 9 m. Esta secção representa, como se verá mais adiante, a inflexão de curvaturas da deformada. A partir deste ponto o comportamento das tensões é o inverso do descrito inicialmente, sendo mais evidente na secção junto do eixo de simetria, em que a tensão de compressão é superior (fruto da inversão da curvatura da deformada) na base da laje.

No cálculo “E0” o comportamento é distinto, sendo também menor a diferença entre as tensões nas diversas secções. Na secção mais próxima da parede de contenção o menor valor da tensão horizontal está relacionado com o facto de aí se desenvolverem tensões tangenciais importantes (patentes na Figura 3.19b), logo a tensão horizontal não é tensão principal e por isso não alcança o valor máximo. Na secção junto do eixo de simetria, a tensão de compressão é maior no topo e menor na base do estrato de solo, tal comportamento é novamente corroborado pelo aspecto da curvatura presente na Figura 3.15.

Relativamente à apresentação dos resultados, constata-se na Figura 3.18b a existência de algumas “interferências” na linha da secção “12m”. Esta situação está relacionada com o modo de obtenção das tensões em cada secção da laje, ou seja, os valores apresentados correspondem a uma extrapolação dos valores dos pontos de Gauss mais próximos de cada secção e, como o resultado patente na Figura 3.18 corresponde à última fase de escavação os erros resultantes da extrapolação referida são acumulados de fase para fase.

Na Figura 3.19 apresentam-se as tensões tangenciais em diversas secções da laje de *Jet Grout*.

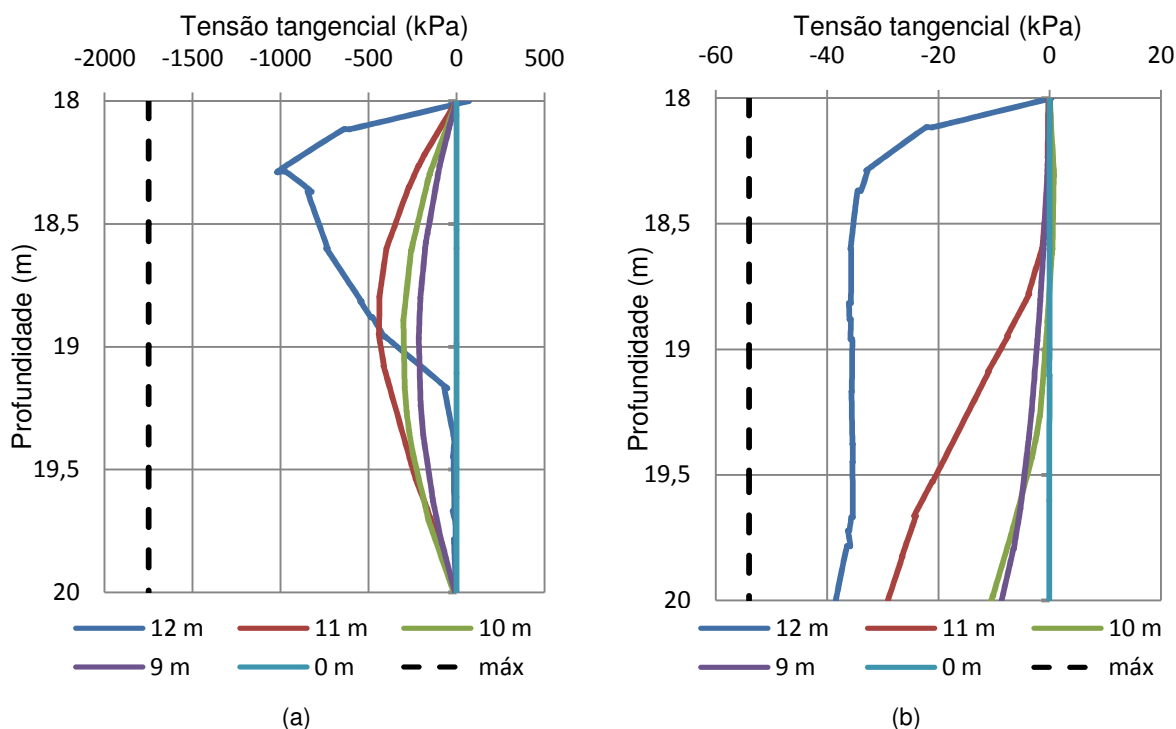


Figura 3.19 - Tensão tangencial, no fim da escavação, em diversas secções da laje: a) Escavação E1; b) Escavação E0.

Verifica-se no cálculo “E1” da Figura 3.19, junto da base da laje, o valor nulo da tensão tangencial justificado pela curvatura inicial da deformada. Esta motiva a abertura de fissuras de tracção na zona inferior da laje e consequente inexistência de contacto entre laje e a parede de contenção. O valor da tensão é máximo próximo da secção dos 12 m e vai progressivamente sendo reduzido, sendo mesmo nulo junto do eixo de simetria (secção 0 m). Este fenómeno, válido para os cálculos E1 e E0, é explicado pelas condições de fronteira impostas, que implicam tensões tangenciais nulas no eixo de simetria, logo tensões principais vertical e horizontal.

É de notar que em nenhum dos casos é atingido o limite máximo de tensão tangencial, o que permite atestar que os planos horizontais estudados não são planos de rotura.

A Figura 3.20 contém os esforços nos diversos níveis de escoras para os cálculos “E1” e “E0”. É de notar a diferença entre a escala de forças dos dois gráficos.

O valor da força mobilizada para qualquer um dos níveis de escoramento do cálculo “E1” é bastante inferior ao do cálculo “E0”. A razão para tal, está relacionada com a presença do solo melhorado que constitui mais um apoio e deste modo ocorre uma maior redistribuição das pressões para essa zona. Consequentemente o esforço axial nos três níveis de escoras é aliviado. Tal alívio é tanto mais pronunciado quanto mais próximos da laje de *Jet Grout* estiverem os dois últimos níveis de escoramento.

À excepção do cálculo “E1”, verifica-se um alívio no esforço do 1º e 2º níveis de escoras no momento da activação do 2º e 3º níveis, respectivamente. No cálculo “E1” o valor do esforço nos 3 níveis de escoras é inferior ao do cálculo “E0”. A diferença é superior para o 2º e 3º níveis de escoras, que por se localizarem mais próximos da base de escavação beneficiam da maior proximidade à laje de *Jet Grout*.

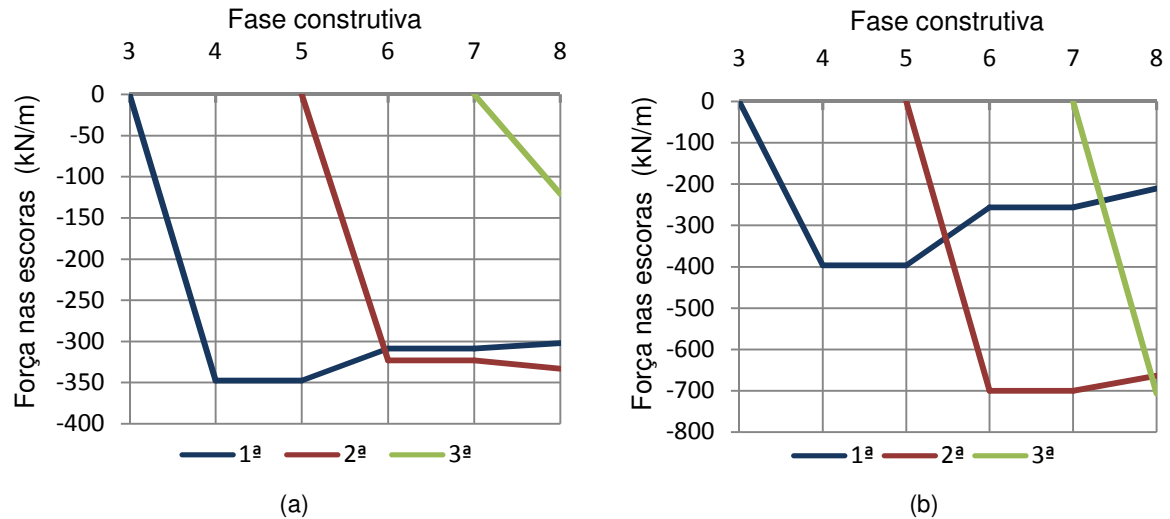


Figura 3.20 - Variação da força no sistema de escoramento, nas diversas fases construtivas: a) Escavação E1; b) Escavação E0.

A Figura 3.21 contém o diagrama de momentos flectores na cortina, no final da escavação.

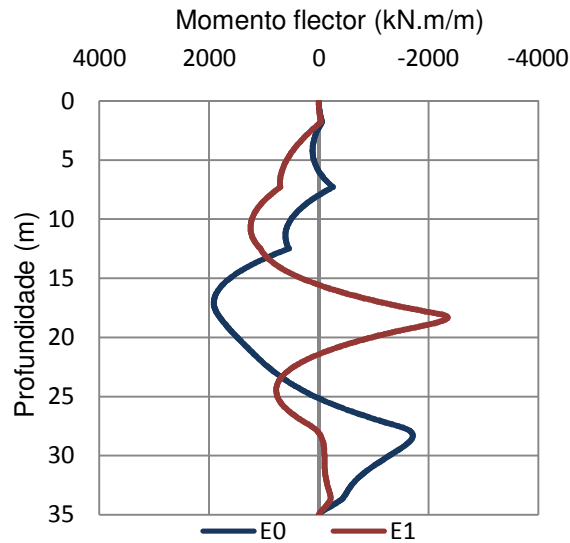


Figura 3.21 - Diagrama de momentos flectores, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0.

Pode concluir-se que, pelo facto dos esforços nos três níveis de escoramento (principalmente nos dois últimos) serem bastante inferiores no cálculo “E1” (comparativamente com “E0”) leva a que o diagrama de momentos flectores do cálculo “E1”, até aos 12,5 m de profundidade, apresente momentos positivos superiores.

O travamento conferido pela laje de *Jet Grout* leva a que o diagrama a partir dos 15 m de profundidade apresente esforços de flexão negativos. A partir momento em que a profundidade de posicionamento da laje de *Jet Grout* é “ultrapassada” os momentos flectores voltam a crescer.

O Quadro 3.8 contém um resumo da localização e valor dos momentos flectores da Figura 3.21.

Quadro 3.8 - Momento máximo e sua localização para os cálculos E1 e E0.

	M_{Max}^+ (kN.m/m)	Localização (m)	$M_{máx}^-$ (kN.m/m)	Localização (m)
E1	1245,41	10,75	-2347,90	18,30
E0	1913,35	17,14	-1715,16	28,32

É para o cálculo “E1”, entre os 18 m e 20 m de profundidade (respectivamente topo e base da laje) que ocorre o máximo momento negativo. Ao contrário do cálculo “E0” em que só se verifica à profundidade de 28 m, já no substrato miocénico.

A realização da laje de *Jet Grout* permitiu que o momento positivo fosse reduzido em cerca de 35%, localizando-se a uma profundidade inferior à do cálculo “E0”. Por outro lado o momento negativo máximo sofreu, com a realização da laje de *Jet Grout*, um aumento de 37%.

A Figura 3.22 contém os esforço transversal mobilizado na parede de contenção para o cálculo “E1” e “E0”.

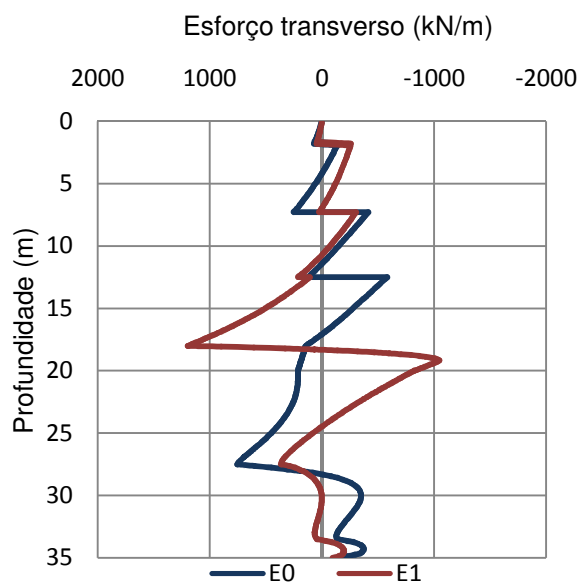


Figura 3.22 - Diagrama de esforço transversal, no fim da escavação, para os cálculos E1 e E0.

À profundidade do 1º nível de escoras, a quebra de esforço transversal negativo para positivo é mais pronunciada no cálculo “E0”, isto pelo facto das pressões de terras atrás da parede serem superiores neste cálculo.

Antes do topo da laje de *Jet Grout*, o esforço transversal no cálculo “E1” é bastante elevado (relacionado com as maiores pressões de terra neste cálculo a esta profundidade). O apoio conferido pela laje permite que o diagrama transite bruscamente de um esforço positivo máximo para negativo também de valor máximo. De realçar a forma curva do diagrama ao longo dos 2 m de espessura da laje, fruto da absorção contínua de esforços que esta confere à parede moldada.

O Quadro 3.9 contém um resumo da localização e valor do esforço transversal para cada um dos cálculos da Figura 3.22.

As mudanças de esforços na parede moldada com a introdução da laje de *Jet Grout* são bastante substanciais, verificando-se de acordo com o Quadro 3.9 um aumento, para o dobro, do esforço transversal máximo negativo. Os esforços máximos, no cálculo E1, são obtidos à profundidade de localização da laje.

Quadro 3.9 - Esforço transversal máximo e sua localização para os cálculos E1 e E0.

	$V_{\text{máx}}^+$	Localização	$V_{\text{máx}}^-$	Localização
E1	1197,00	18,00	-1046,00	19,16
E0	756,00	27,50	-579,00	12,50

Conclui-se que o dimensionamento da parede deve ser devidamente acautelado aquando da realização do tratamento do solo.

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo são divulgadas todas as características do maciço e da estrutura de contenção que estão na base das duas escavações estudadas. Para além disso, apresentou-se também o modelo utilizado no software de elementos finitos e o faseamento construtivo considerado em cada uma das escavações. As principais conclusões que se podem extrair deste capítulo são apresentadas em seguida.

Relativamente ao cálculo base, retratado no subcapítulo 3.3, e da comparação com o cálculo “E0” em que não é executado o tratamento do solo entre os 18 m e 20 m de profundidade, pode dizer-se que:

- foi discutida a questão da resistência mobilizada na interface entre a laje de *Jet Grout* e a parede de contenção, tendo-se concluído que o valor é relativamente baixo. Assumiu-se um ângulo de atrito de 25° que garantiu a inexistência de problemas de escorregamento na interface;
- a utilização da laje de solo tratado abaixo da base de escavação (cálculo “E1”) apresenta um grande número de vantagens relativamente a escavações sem este método. O deslocamento horizontal da parede de contenção é reduzido em mais de metade e os assentamentos do solo suportado em cerca de duas vezes e meia;
- nos elementos de escoramento a diferença é bastante substancial e principalmente relevante para os últimos dois níveis. De acordo com o Quadro 3.10 a força no 3º nível para o cálculo sem laje (“E0”) é cerca de 4,6 vezes superior à do cálculo “E1” (note-se que este é o nível mais próximo da laje de *Jet Grout*);

Quadro 3.10 - Aumento de força, nos níveis de escoramento, do cálculo E0 para o E1.

	Cálculo "E0" - Cálculo "E1"
1º Nível	14%
2º Nível	115%
3º Nível	460%

- relativamente aos esforços desenvolvidos na parede, é verificado um agravamento relacionado com a presença da laje de *Jet Grout*. Das análises realizadas conclui-se que o

esforço transversal aumenta para cerca do dobro e o esforço de momento flector negativo máximo sofre um aumento de 37%. Apenas o momento flector positivo é reduzido em cerca de 35%;

- apesar do aumento dos valores de alguns dos esforços mencionados, a realização da laje de *Jet Grout* abaixo da base de escavação não perde mérito uma vez que a redução do deslocamento horizontal da parede e dos esforços nos níveis de escoramento é bastante significativo.

4

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA NA ROTURA DE UMA LAJE DE *JET GROUT*

4.1. INTRODUÇÃO

Após a apresentação do cálculo base, no capítulo 3, são agora abordados um conjunto de cálculos (presentes no Quadro 4.1) para a Escavação 1. O principal objectivo consistiu no estudo do modo de rotura da laje de *Jet Grout*, nomeadamente em relação às tensões horizontais e tangenciais.

A metodologia seguida para os cálculos baseou-se na redução progressiva das propriedades resistentes da laje de solo tratado e manutenção da rigidez, para que, apesar das reduções, se mantenha o seu funcionamento como elemento de apoio aos níveis de escoras, conseguindo assim mobilizar esforços.

Tal como já tinha sido referido no capítulo 3, o cálculo base E1 é um cálculo comparativo em que as propriedades da laje de solo tratado são as utilizadas na Escavação do Metro do Terreiro do Paço. Em todas as análises o valor do módulo de deformabilidade é mantido ($E = 1$ GPa). O valor da propriedade resistente de cada cálculo é apresentada no Quadro 4.1. Esse valor é simbolizado por $q_u/2$, ou seja, metade da resistência à compressão da laje.

Quadro 4.1 - Percentagens e valores da resistência à compressão da laje de *Jet Grout* nas diversas análises da Escavação 1

	Escavação 1					
	E1	E1_1	E1_2	E1_3	E1_4	E1_5
% resistência relativamente ao cálculo E1	100%	75%	50%	25%	20%	15%
$q_u/2$ (kPa)	1750	1312,5	875	437,5	350	262,5

No cálculo base (E1) o elemento de junta foi modelado, conforme já foi referido no capítulo 3, com as propriedades da respectiva camada de solo multiplicadas pelo factor 0,67. Nas restantes análises do Quadro 4.1 foi admitida uma junta puramente atrítica ($\theta = 25^\circ$), considerando apenas 1% do valor da coesão da laje de *Jet Grout*, de modo a tornar o cálculo menos moroso.

No subcapítulo 4.5 é apresentado um estudo idêntico ao descrito anteriormente, no entanto abordando a Escavação 2 (apresentada no capítulo 3). O objectivo é compreender de forma mais pormenorizada o comportamento da laje ao longo da escavação. A apresentação das diversas análises é realizado no subcapítulo referido.

4.2. DESLOCAMENTOS

Na Figura 4.1 constam os deslocamentos horizontais da parede de contenção para os diversos cálculos da Escavação 1. Todos os valores são relativos à última fase de escavação - Fase 8. Os deslocamentos horizontais negativos referem-se a deslocamentos para o interior da escavação.

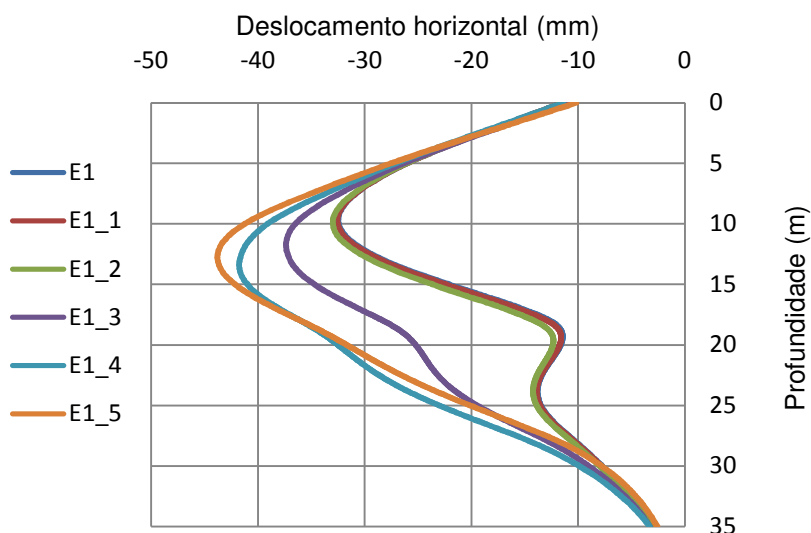


Figura 4.1 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para os cálculos E1 a E1_5.

A redução de 25% das propriedades resistentes da laje de *Jet Grout* (cálculo E1_1) praticamente não induz efeitos em termos de deslocamentos da parede, o que permite concluir que os esforços mobilizados são ainda compatíveis com a resistência do solo tratado. No entanto, no Quadro 4.2 é bem patente que o aumento máximo de deslocamentos horizontais da parede de contenção ocorre entre a cota superior e inferior da laje, 18 m e 20 m, respectivamente. Contudo, e principalmente nos três primeiros cálculos da Figura 4.1, uma distribuição eficaz de esforços entre os diversos apoios da escavação conduz a um aumento muito ligeiro dos deslocamentos finais.

De acordo com o Quadro 4.2, o aumento máximo de deslocamentos horizontais ocorreu do cálculo “E1_2” para o “E1_3”. Esta informação é corroborada pelas linhas do gráfico da Figura 4.1.

Quadro 4.2 - Localização e variação máxima do deslocamento horizontal de cálculos sucessivos.

	E1 para E1_1	E1_1 para E1_2	E1_2 para E1_3	E1_3 para E1_4	E1_4 para E1_5
Variação máxima de deslocamento (%)	2,20	9,31	110,36	29,28	5,69
Localização (m)	17,67	18,00	19,06	19,40	11,25

Para profundidades superiores a 27,5 m os deslocamentos da parede para os diversos cálculos são bastante semelhantes, o que evidencia a contenção proporcionada pelo substrato.

Um deslocamento horizontal inicial de 10 mm é comum aos diversos cálculos, e é causado na primeira fase de escavação, pela retirada dos 2,4 m iniciais de solo. Esse deslocamento não é recuperado nas fases seguintes devido à inexistência de pré-esforço nas escoras.

De acordo com o Quadro 4.3, a localização do máximo deslocamento horizontal varia com a resistência da laje de solo tratado: quanto maior é, mais próximo da superfície se localiza o ponto de deslocamento máximo.

Quadro 4.3 - Localização e correspondente deslocamento horizontal máximo para os cálculos E1 a E1_5, da Escavação 1.

	E1	E1_1	E1_2	E1_3	E1_4	E1_5
Profundidade (m)	9,6	9,6	10	11,9	13,4	12,8
Máximo deslocamento horizontal (mm)	32,5	32,6	33	37,4	41,8	43,8

O maior deslocamento horizontal ocorre na última fase de escavação do cálculo em que a resistência da laje é a menor. No entanto, o aumento relativamente ao cálculo precedente (“E1_4”) foi pouco considerável (ver Quadro 4.2), porque foi no cálculo “E1_5” que se deu a rotura da laje de *Jet Grout*, antes de se ter completado a escavação final.

Seguidamente é apresentada a evolução das tensões horizontais e tangenciais, em diversas secções da laje, e para cada uma das fases de escavação (excepto as fases de activação do escoramento). Optou-se por apresentar a informação organizada por fases de escavação em que se compara, para a mesma fase, o comportamento da laje nos diversos cálculos.

São assim apresentadas as fases de escavação 2, 4, 6 e 8.

4.3. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DA LAJE EM TERMOS DE TENSÕES HORIZONTAIS.

4.3.1. APRESENTAÇÃO DA FASE 2 DE ESCAVAÇÃO

Na Figura 4.2 é apresentada a evolução (para a primeira fase de escavação) da plastificação da laje ao longo dos diversos cálculos, já referidos e apresentados no Quadro 4.1. Na imagem referida, os pontos a vermelho indicam a plastificação da laje de acordo com o critério de Mohr-Coulomb (conforme já foi referido o valor do módulo de deformabilidade, nos diversos cálculos, foi de 1 GPa. Os valores da coesão estão patentes no Quadro 4.1).

Foi definida no programa PLAXIS, a opção “Tension cut off” que assinala a cor branca os locais da laje de *Jet Grout* em que é atingida tensão de compressão nula. Em determinados casos e para certas zonas da laje, a presença destes pontos pode significar, devido ao processo de curvatura da laje (representado nos gráficos de deformada da laje para cada fase), a abertura de fissuras do material tratado.

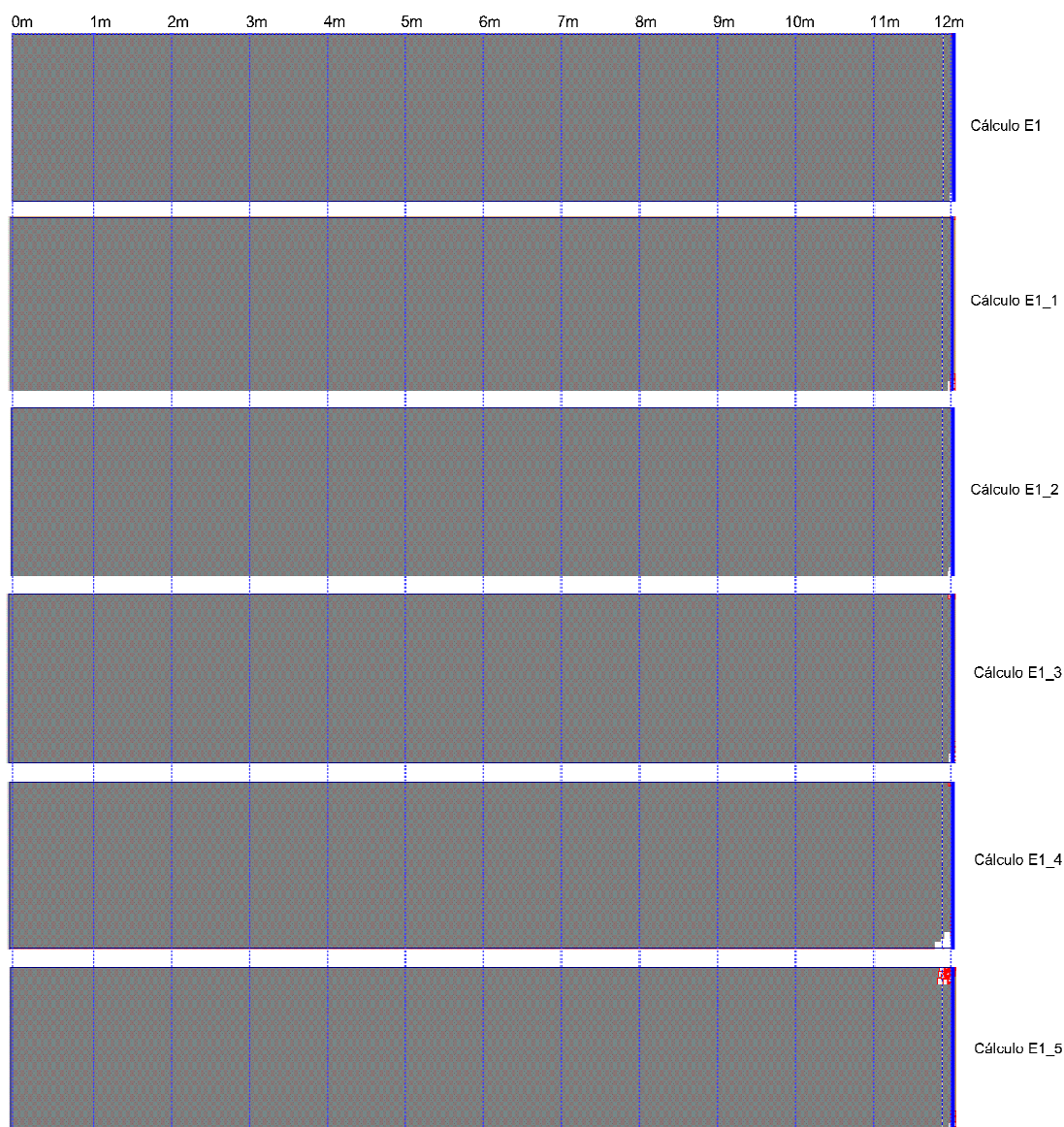


Figura 4.2 - Plastificação da laje de *Jet Grout*, na Fase 2 para os cálculos E1 a E1_5.

Tal como seria de esperar, a escavação de apenas 2,4 m de solo poucas implicações tem na plastificação da laje, que nesta fase, apresenta sempre resistência superior às tensões horizontais mobilizadas. Apenas no cálculo “E1_5”, em que as propriedades de resistência da laje são mais reduzidas, se inicia a plastificação precisamente no contacto com a parede.

O início de plastificação do cálculo “E1_5” é responsável pela diferença, relativamente aos restantes cálculos, da curva da deformada presente na Figura 4.4.

Ficou patente na Figura 4.1 que os cálculos “E1” e “E1_1” são praticamente semelhantes em termos de deslocamentos da parede de contenção. Em fases mais avançadas da escavação, verificou-se que os esforços ao longo da laje eram também bastante semelhantes. Por esse motivo, não são apresentados nos gráficos referentes à tensão horizontal e deslocamento vertical da laje.

A Figura 4.3 contém as tensões horizontais nas diversas secções da laje. Apresentam-se apenas os quatro cálculos de menor resistência.

Nos diversos gráficos é sempre representado (a traço interrompido) o limite máximo da tensão horizontal (resistência à compressão da laje - q_u). Este limite nunca é ultrapassado e apenas é igualado quando a laje de *Jet Grout* funciona em compressão simples, ou seja, quando a tensão horizontal é tensão principal (esta situação verifica-se próximo do eixo de simetria).

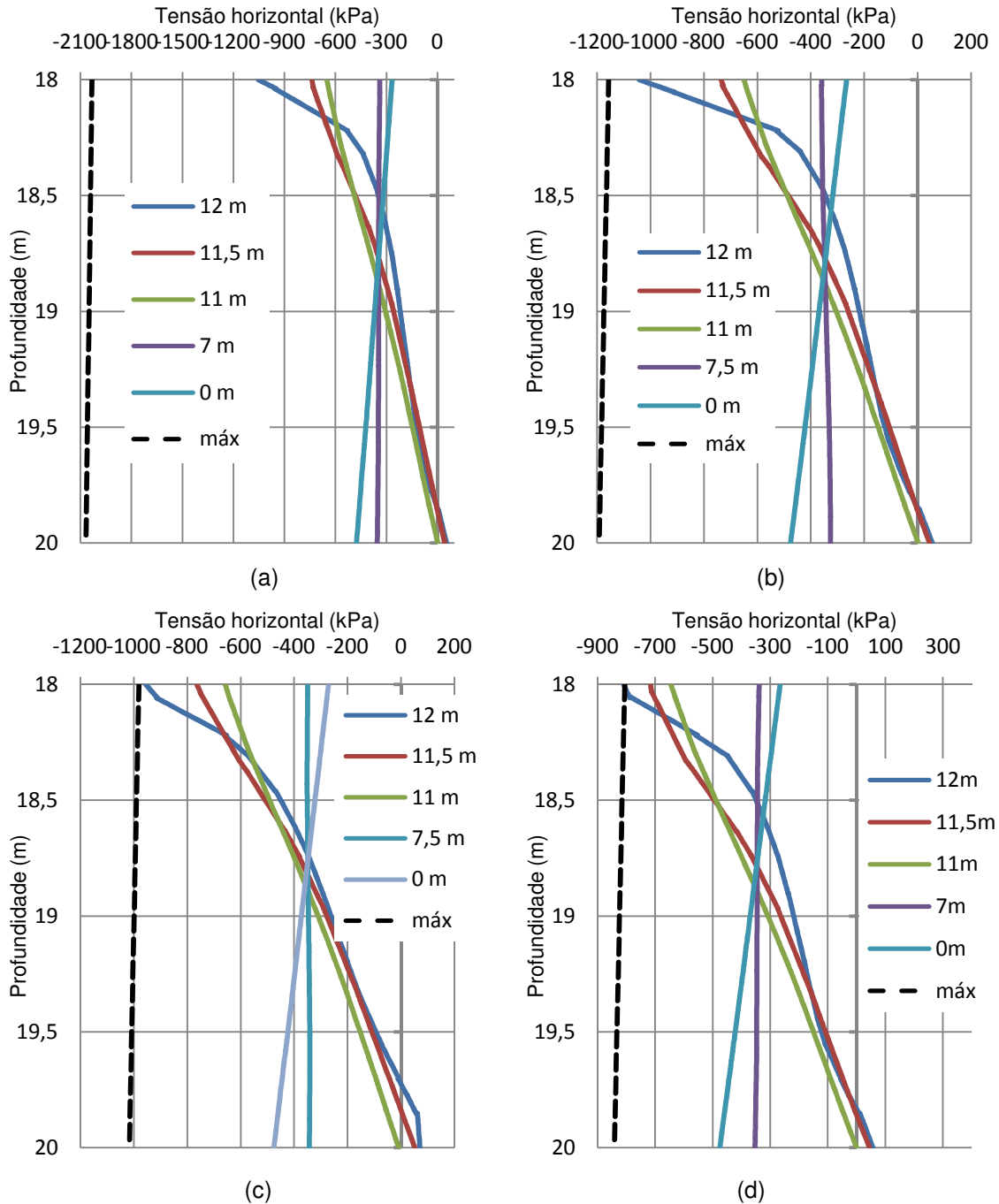


Figura 4.3 - Tensão horizontal na laje de *Jet Grout*, na Fase 2, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".

É patente em todos os cálculos e para todas as fases a elevada linearidade das tensões. Nas três secções mais próximas da parede (secção "12m", "11,5m" e "11m") exprime-se, pela orientação das linhas dos gráficos da Figura 4.3, maior compressão no topo da laje. A secção dos 7,5 m identifica a transição

entre as duas curvaturas da laje (representadas na Figura 4.4 que apresenta a deformada da laje). É a secção de inflexão de curvaturas e por isso a tensão é uniforme nos 2 m de espessura da laje. A partir desse ponto e até à secção do eixo de simetria (0 m) a tensão de compressão passa a ser superior na base da laje. Apenas nos cálculos “E1_4” e “E1_5”, na secção dos 12 m, é atingida a tensão de compressão máxima no topo da laje.

Nos cálculos “E1_2” e “E1_3” a tensão horizontal presente na laje é bastante inferior ao limite máximo. A retirada de 2,4 m de solo, leva à mobilização de tensões horizontais de valor bastante reduzido.

A reduzida tensão de compressão na laje, e a maior linearidade das curvas presentes nos gráficos da Figura 4.3, corroboram o aspecto das linhas da deformada da Figura 4.4, onde se atesta a existência de duas curvaturas de concavidade distinta.

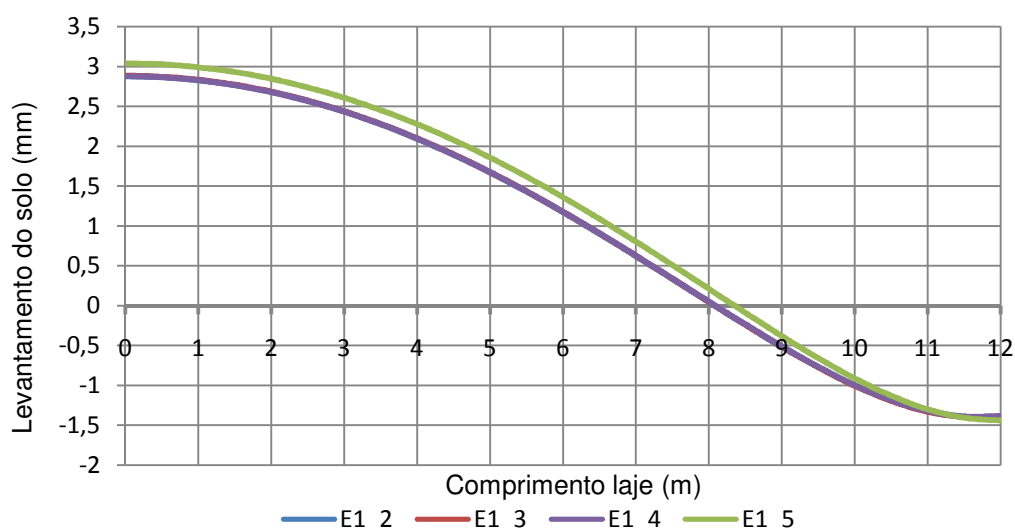


Figura 4.4 - Deslocamento vertical da laje na Fase 2, para os cálculos E1_2 a E1_5.

Apenas a deformada correspondente ao cálculo “E1_5” sobressai da dos restantes cálculos. Este efeito é explicado pela plastificação ligeiramente superior deste cálculo, relativamente aos restantes.

4.3.2. APRESENTAÇÃO DA FASE 4 DE ESCAVAÇÃO

A Figura 4.5 apresenta a plastificação da laje de *Jet Grout*, na Fase 4, para os diversos cálculos realizados.

Na Figura 4.5 evidencia-se uma clara diferença desta fase de cálculos para as anteriores. As maiores zonas plásticas encontram-se na zona superior da laje, nas secções próximas da parede, devido às elevadas tensões de compressão que aí se verificam (motivadas pela curvatura identificável na Figura 4.7 que apresenta a deformada da laje nos diversos cálculos). Pelos mesmos motivos, na base da laje, nas secções próximas do eixo de simetria, é representada outra zona de elevada plastificação.

Para o cálculo “E1_3” a laje, pela apresentação dos pontos plásticos da Figura 4.5 e pela posição da recta da secção dos 8 m da Figura 4.6b (que representa a tensão horizontal em diversas secções da laje), não atinge a tensão de compressão máxima ao longo dos seus 2 m de espessura. Este cálculo

representa a transição entre uma plastificação pouco evidente da laje no cálculo “E1_2” e a elevada plastificação da laje nos cálculos “E1_4” e “E1_5”.

A maior compressão da laje, para os cálculos “E1_3”, “E1_4” e “E1_5” justifica a sua maior “horizontalidade” e o aparecimento de pontos de plastificação.

É visível na Figura 4.5 o aparecimento de pontos de tracção na base da laje, junto à parede de contenção.

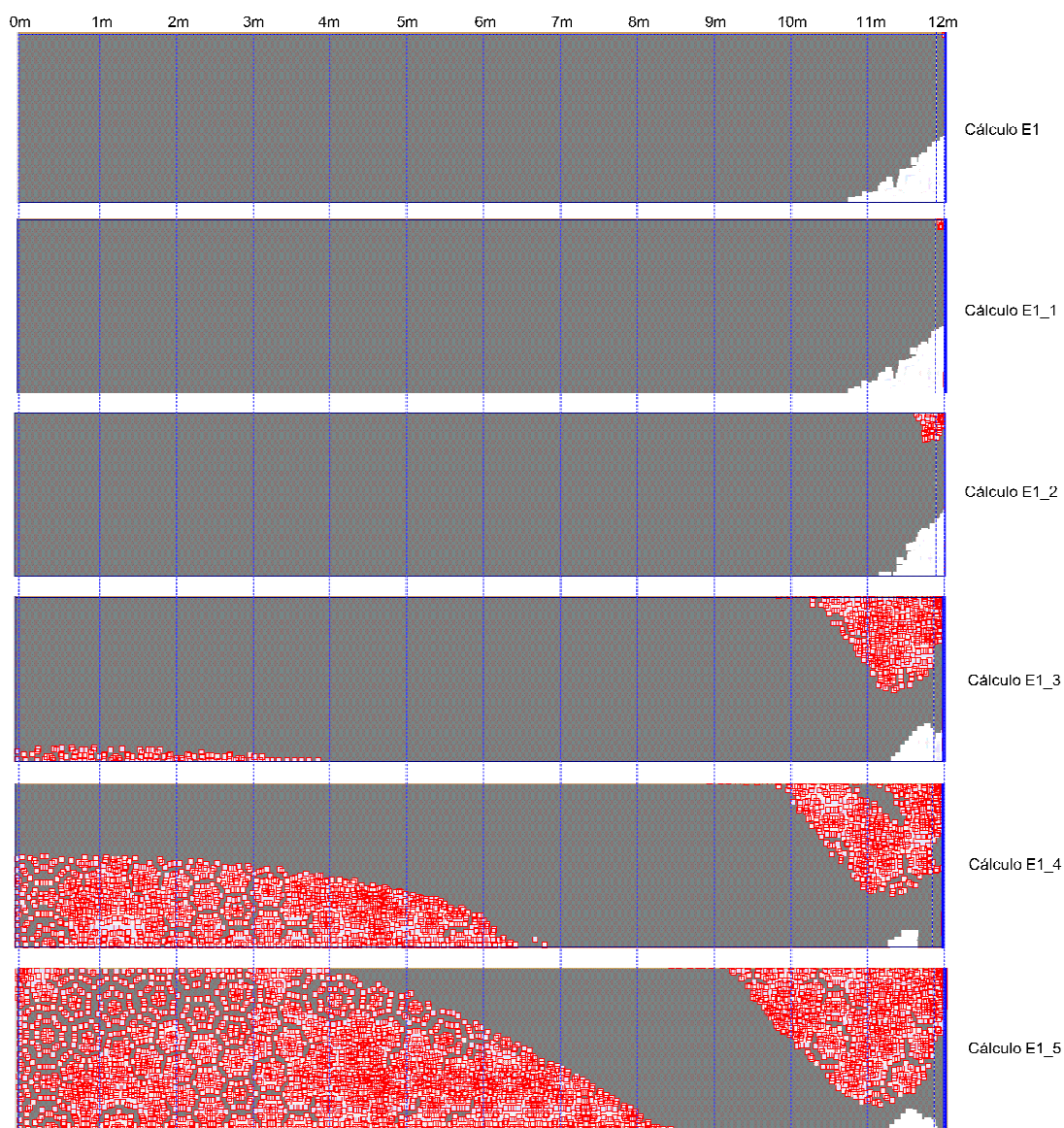


Figura 4.5 - Plastificação da laje de Jet Grout, na Fase 4 para os cálculos E1 a E1_5.

Na Figura 4.6 são apresentadas as tensões horizontais para a 4ª fase de escavação.

Relativamente à fase anterior, a escavação de 6,1 m de solo implicou grandes transformações, quer na plastificação da laje, quer no desenvolvimento das tensões de compressão. A linearidade das curvas dos gráficos da Figura 4.6 já não é tão evidente como nos gráficos da 2ª fase de escavação. A tensão

de compressão na laje é superior e por isso a secção de inflexão das curvaturas da deformada localiza-se mais próxima da parede de contenção.

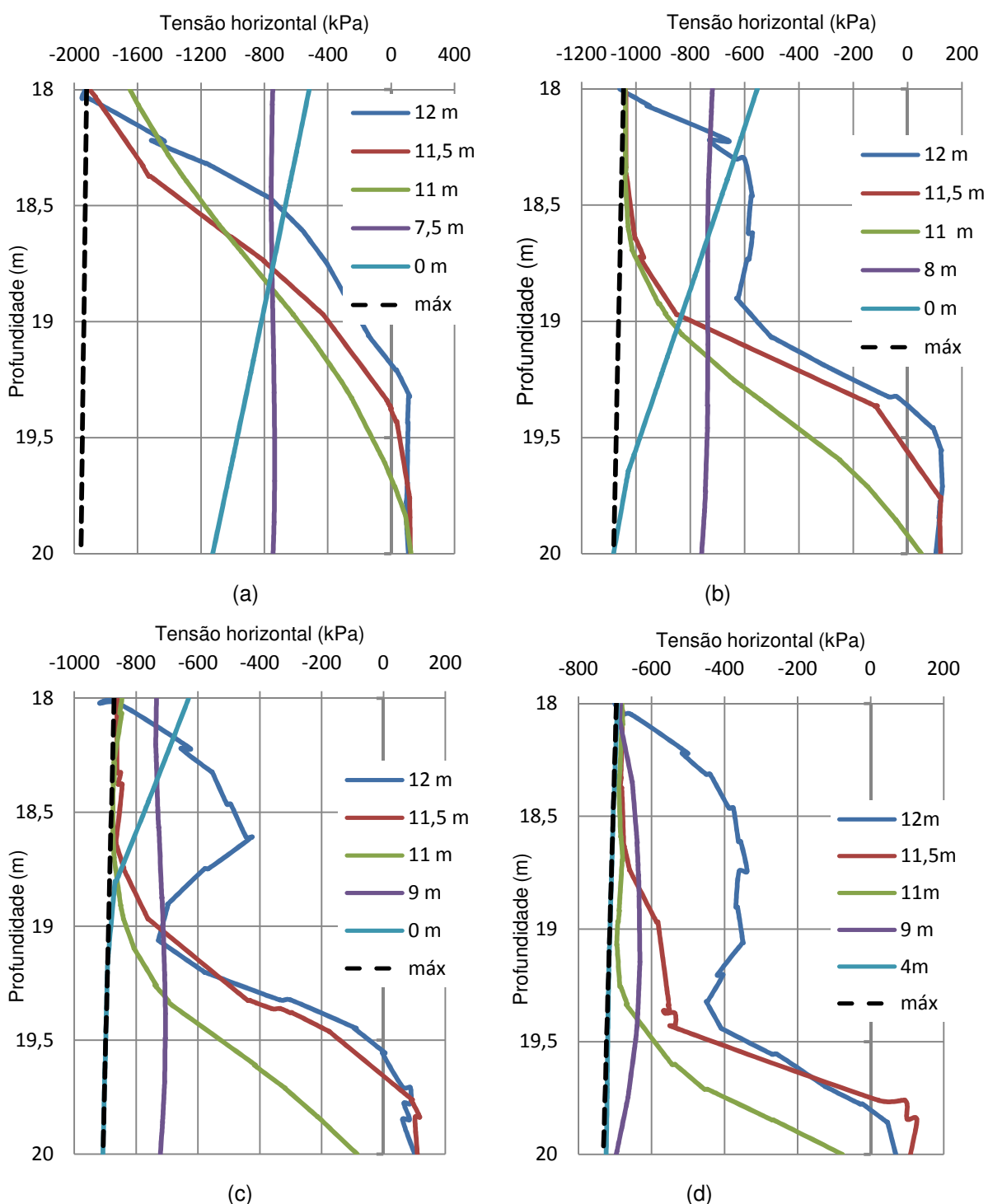


Figura 4.6 - Tensão horizontal na laje de *Jet Grout*, na Fase 4, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".

Pelo gráfico (d) da Figura 4.6, identifica-se a completa plastificação do cálculo "E1_5" a partir da secção dos 4 m. Este é o cálculo em que a resistência à compressão é mais baixa.

Identifica-se em todos os cálculos da Figura 4.6, a existência de tensões de tracção junto da base da laje para as secções próximas da parede de contenção. Esta situação está relacionada com a curvatura pronunciada da deformada (presente na Figura 4.7) junto da cortina de contenção. Como se verá no subcapítulo 4.4, em que se abordam as tensões tangenciais, a abertura de fissuras na zona descrita impossibilita o contacto laje - parede e por isso a tensão tangencial é nula.

A Figura 4.7 contém os deslocamentos verticais da laje de *Jet Grout*.

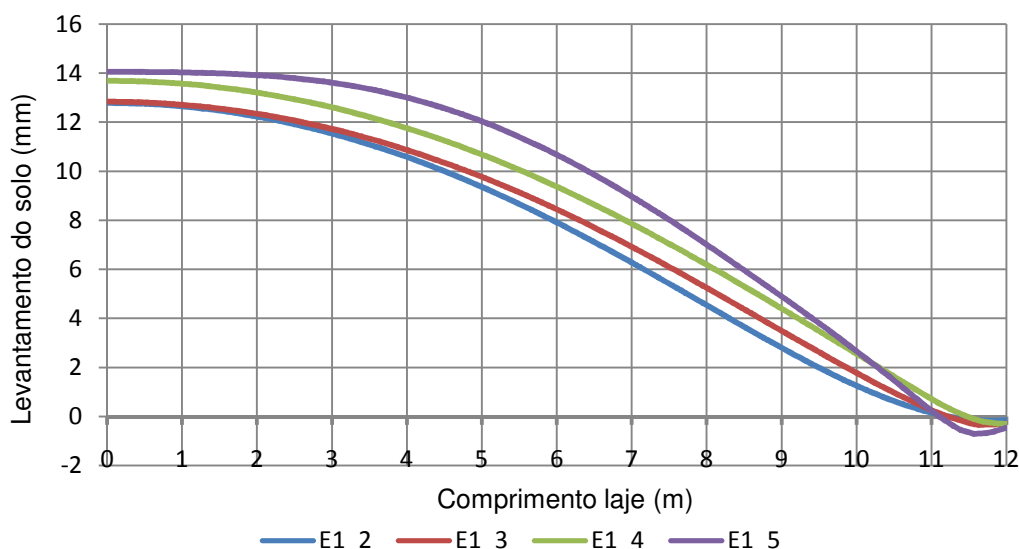


Figura 4.7- Deslocamento vertical da laje na Fase 4, para os cálculos E1_2 a E1_5.

As maiores diferenças de deslocamentos encontram-se dos cálculos “E1_3” para “E1_4” e deste para o “E1_5”. Esta disparidade é bem patente na Figura 4.5. Confirma-se assim, que é para o cálculo com maior plastificação da laje, que os deslocamentos são superiores.

Da comparação entre a Figura 4.4 e Figura 4.7, conclui-se que a escavação de 6,1 m de solo permitiu que o levantamento do solo quadruplicasse. É também identificável a tendência de horizontalidade da laje (junto do eixo de simetria) para os cálculos na Fase 4 de escavação, algo que não se verificou na Fase 2.

4.3.3. APRESENTAÇÃO DA FASE 6 DE ESCAVAÇÃO

A Figura 4.8 apresenta para os diversos cálculos a plastificação da laje de *Jet Grout* na Fase 6 de escavação.

A evolução da plastificação da laje com a redução da resistência é idêntica à apresentada na Fase 4, Figura 4.5. Com efeito é notório, na Figura 4.8, o enorme aumento de plastificação do cálculo “E1_2” para o “E1_3”, correspondente a uma maior mobilização da resistência da laje.

As secções entre os 9 m e os 10 m correspondem normalmente às secções onde ocorre a inflexão da curvatura, ou seja, a secção encontra-se cerca de 1 m mais próxima da parede que na fase anterior.

O cálculo “E1_5” apresenta na Figura 4.8, comparativamente com a Figura 4.5, plastificação quase completa. Apenas na secção de inflexão da curvatura (secção dos 9 m e 10 m) não ocorre plastificação.

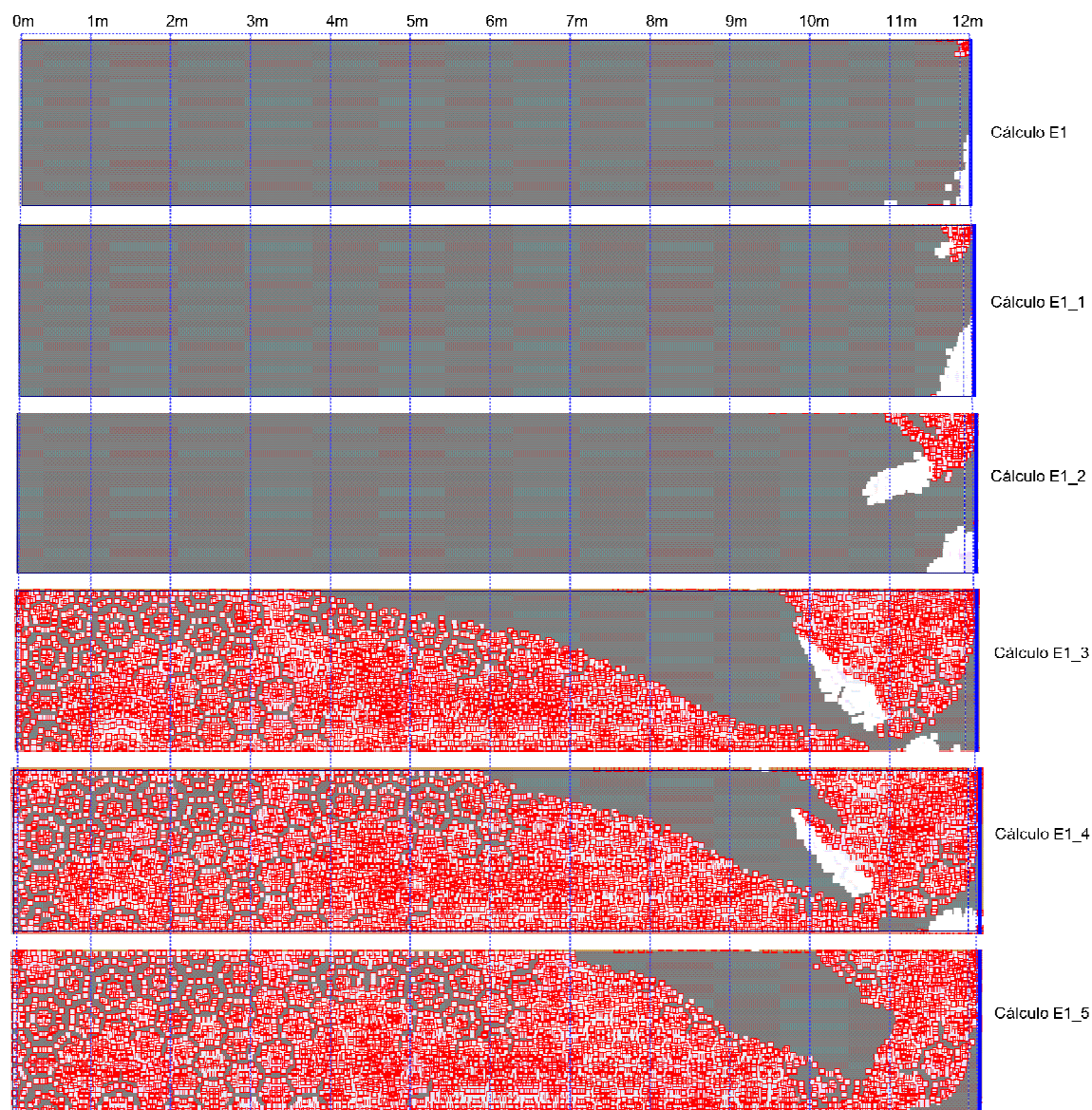


Figura 4.8 - Plastificação da laje de *Jet Grout* na Fase 6, para os cálculos E1 a E1_5.

Verifica-se que a compressão máxima ao longo de toda a secção se inicia tanto mais próximo da parede quanto maior a redução da resistência. Por exemplo, no cálculo “E1_3” ocorre aos 4 m, no “E1_4” aos 6 m e no “E1_5” aos 7 m.

Entre as secções dos 12 m e 11 m, na base da laje, encontra-se uma área traccionada que é facilmente visualizável nos gráficos da Figura 4.9. Tal como já foi referido, a sua presença está relacionada com a curvatura acentuada da deformada, junto da parede de contenção, identificável na Figura 4.10.

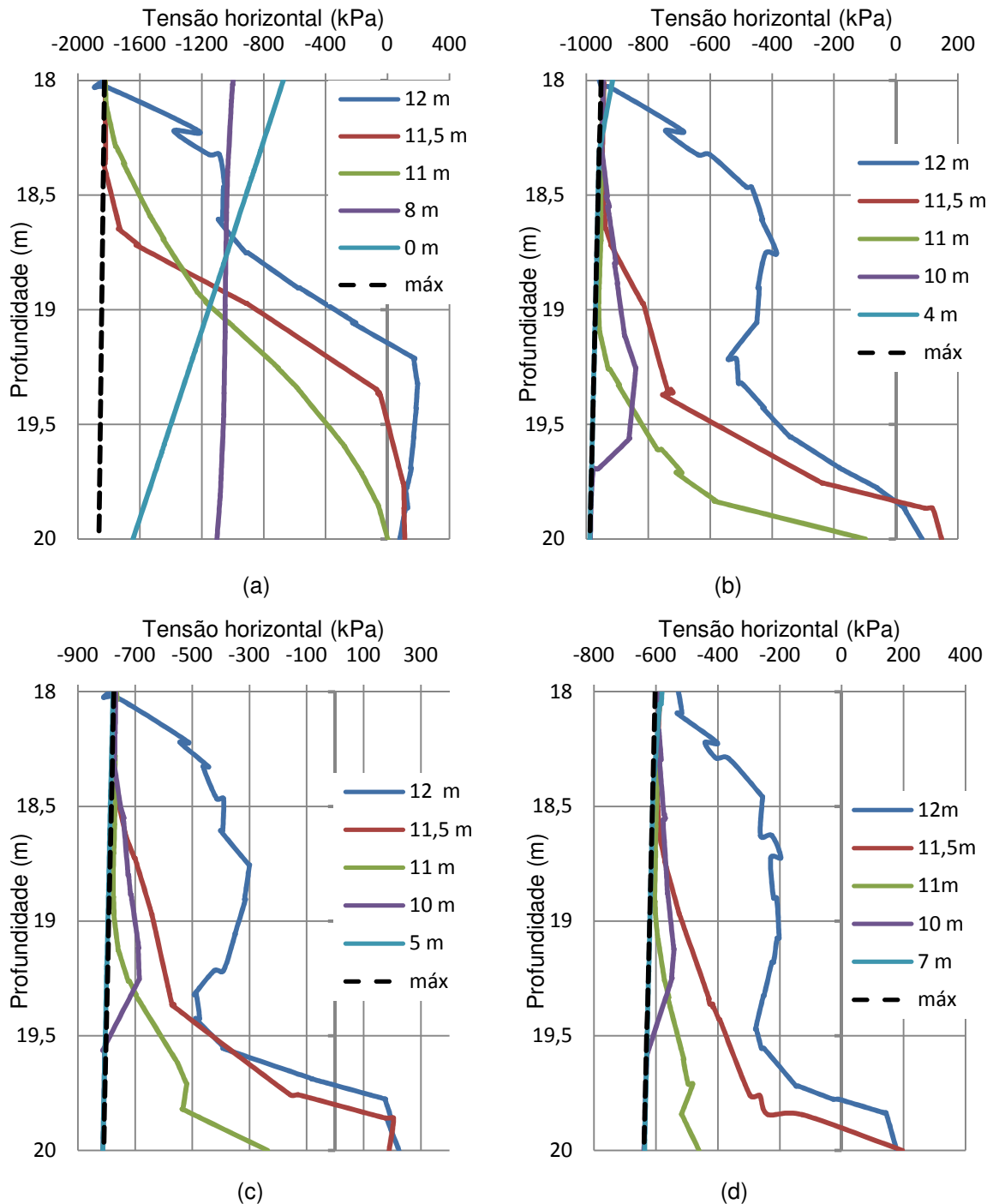


Figura 4.9 - Tensão horizontal na laje de Jet Grout, na Fase 6, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".

Nestes gráficos a tensão de compressão para cada secção da laje é superior à dos gráficos presentes na Fase 8 (apresentada em seguida no ponto 4.3.4), pelo motivo de se encontrarem 4,3 m de solo sobre a laje de Jet Grout. A diferença entre cálculos é de aproximadamente 77 kPa ($\gamma_{\text{solo}} \times 4,3 \text{ m}$).

Regra geral o ponto de inflexão da curvatura deslocou-se cerca de 0,5 m no sentido do eixo de simetria, localizando-se agora próximo da secção dos 10 m, o que evidencia que a transição entre curvaturas é efectuada de modo mais gradual. A secção referida foi obtida por tentativas, razão pela qual, nos

gráficos, a tensão nesta secção não é representada completamente uniforme. No entanto, é de assinalar a elevada compressão da secção próxima da tensão máxima admissível.

No cálculo “E1_2” apenas é atingida a tensão de compressão máxima entre a secção dos 12 m e dos 11 m. Nas secções seguintes a tensão mobilizada é inferior à máxima admitida pelo solo tratado, não ocorrendo, por isso, plastificação do material. Conforme atesta o gráfico da Figura 4.9a, as maiores discrepâncias entre a tensão de compressão no topo e tracção na base da laje, ocorrem neste cálculo.

Repare-se ainda que no gráfico (d) da Figura 4.9 a rápida variação da tensão de compressão na base da laje entre as secções dos 11,5 m e 11 m é evidência da necessidade de a laje mobilizar a tensão de compressão máxima o mais próximo da parede possível.

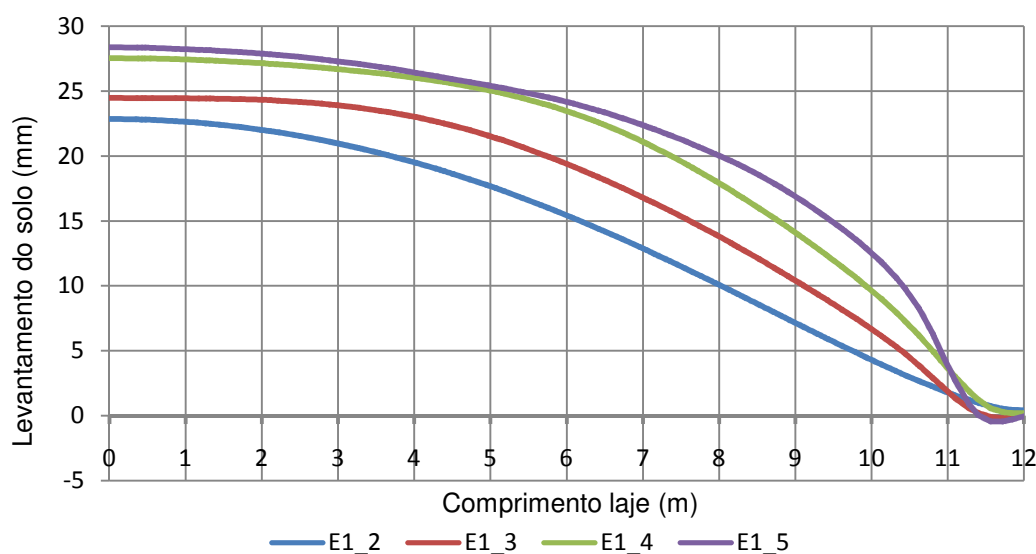


Figura 4.10 - Deslocamento vertical da laje na Fase 6, para os cálculos E1_2 a E1_5.

Os deslocamentos dos cálculos “E1_5” e “E1_4” têm valor idêntico a partir da secção dos 6 m, trecho em que, nos dois cálculos, a laje se encontra comprimida com o valor máximo da tensão.

A diferença entre os deslocamentos dos cálculos “E1_5” e “E1_4” é a menor, das dos cálculos presentes na Figura 4.10, o que permite concluir que a laje (no cálculo de menor resistência à compressão) se encontra próxima do seu limite máximo. A maior diferença entre os deslocamentos destas duas análises situa-se entre as secções dos 11 m e 6 m, tendendo a laje, para uma maior “horizontalidade”.

A curvatura acentuada da deformada entre as secções dos 12 m e 11 m, nos cálculos em que a laje apresenta menor resistência (“E1_5” e “E1_4”), motiva uma compressão elevada no topo da laje e como consequência o aparecimento de pontos plásticos nessa zona (ver Figura 4.8).

4.3.4. APRESENTAÇÃO DA FASE 8 DE ESCAVAÇÃO

A Figura 4.11 contém a plastificação da laje de *Jet Grout*, no final da escavação, para os diversos cálculos.

A comparação da Figura 4.11 com as homólogas das fases anteriores, permite concluir que é no final da escavação que se desenvolve um maior número de pontos de tracção. Este facto está relacionado, nas fases anteriores, com a presença de solo sobrejacente à laje que permitiu uma maior contenção da

laje e consequentemente motivou uma maior “suavização” da deformada. Nesta fase, a ausência de solo sobrejacente à laje não leva ao aparecimento de tensões de tracção, mas motiva uma redução das tensões de compressão.

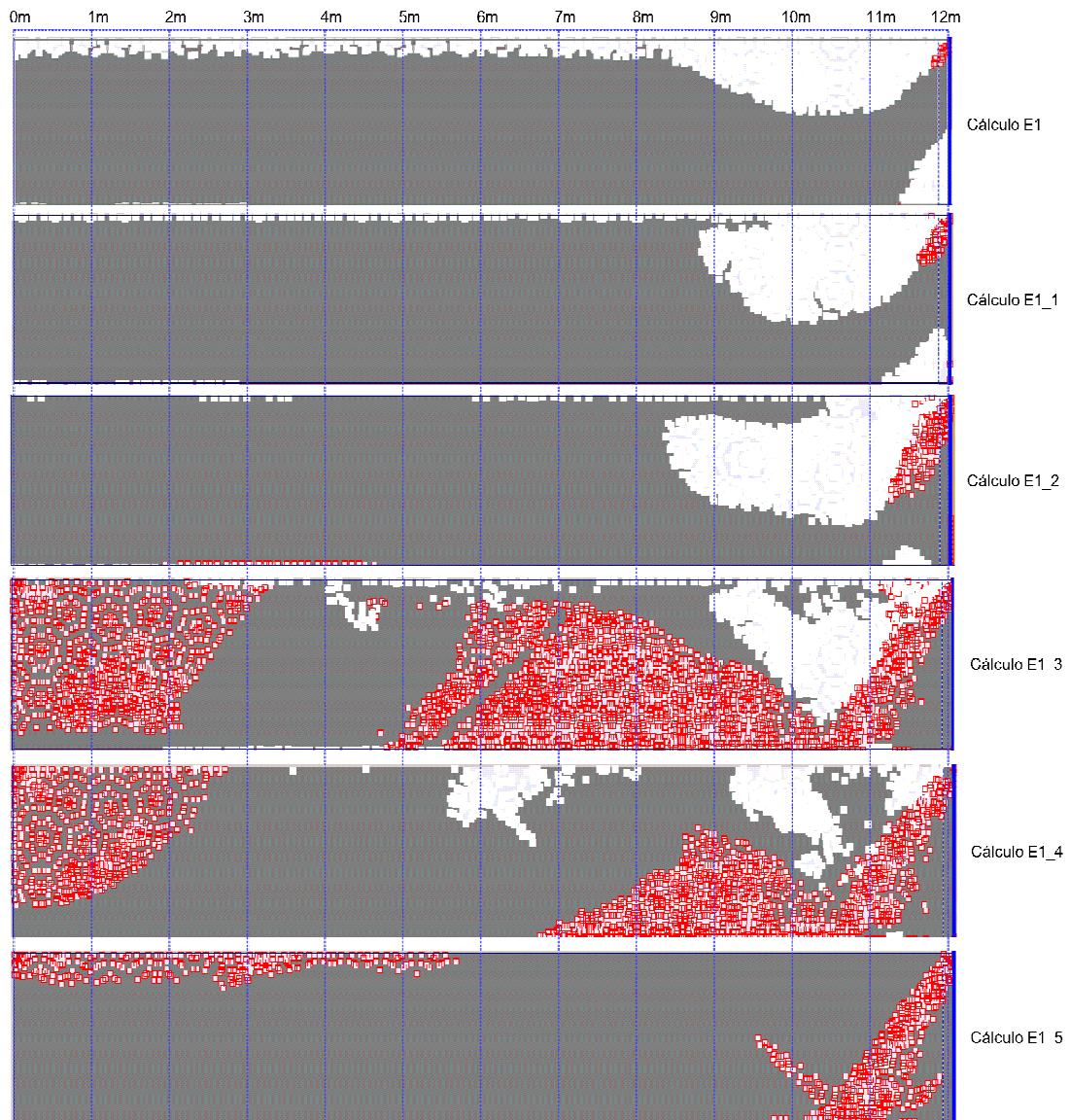


Figura 4.11 - Plastificação da laje de *Jet Grout*, no final da escavação, para os cálculos E1 a E1_5.

Conforme atesta a Figura 4.11, no cálculo “E1”, em que a laje possui 100% das propriedades resistentes, praticamente não existem zonas plásticas. À medida que se progride na diminuição da resistência inicia-se o processo de plastificação, formando-se uma linha de rotura que se desenvolve desde o topo da laje. Esta plastificação está relacionada com as tensões tangenciais, tema desenvolvido mais adiante.

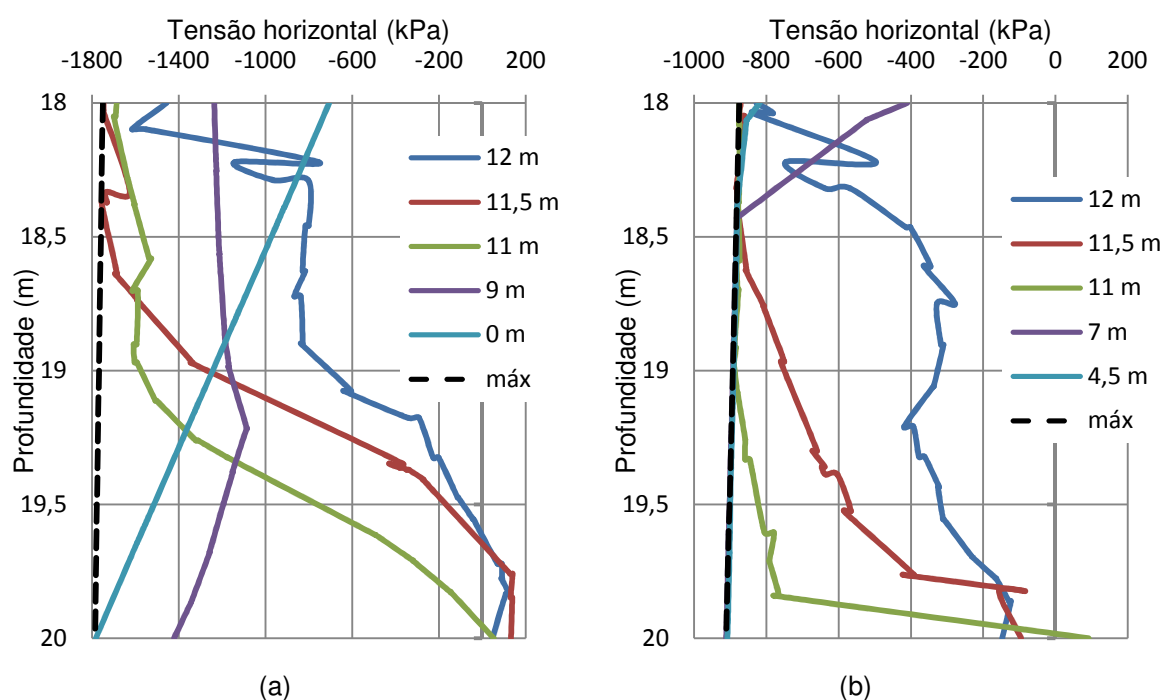
Do cálculo “E1_2” para o “E1_3” observa-se um claro aumento da plastificação da laje, quer ao nível da completa formação da linha de rotura descrita anteriormente, quer pela mobilização da tensão de compressão máxima, a meio vão.

No cálculo “E1_4” o comportamento da laje é semelhante ao anterior (“E1_3”). O motivo pelo qual são presentes menos pontos plásticos que no cálculo “E1_3” está relacionado com a presença (na Figura 4.13 que contém a deformada da laje) de uma curvatura ligeira entre as secções dos 3 m e 5 m.

No cálculo “E1_5” a laje atingiu a rotura numa altura em que apenas tinham sido retirados 1,1 m de solo dos 4,3 previstos. O colapso, como se verá adiante, foi motivado pela completa formação da cunha de rotura, razão pela qual não se chegaram a mobilizar tensões de compressão máximas no restante corpo da laje.

A Figura 4.12 apresenta, para o final da escavação, as tensões horizontais ao longo da laje para os cálculos “E1_2”, “E1_3”, “E1_4” e “E1_5”. Conforme é apresentado, de um modo geral o comportamento da laje, nesta fase, caracteriza-se, nas secções mais próximas do contacto com a parede de contenção, pela mobilização de esforços de tracção na base e esforços de compressão máximos no topo. À medida que se avança para o interior da laje o comportamento desta evolui para a compressão uniforme, seguido de um comportamento inverso do inicial ou seja maiores compressões na base. Próximo do eixo de simetria a laje volta a ter um comportamento de compressão uniforme de valor igual à tensão máxima.

Por razões de legibilidade dos gráficos (b), (c) e (d) da Figura 4.12, optou-se por não representar a secção correspondente à inflexão das curvaturas, por ser semelhante nos três gráficos. Situa-se na secção dos 10,5 m e a tensão mobilizada é muito próxima da máxima. Preferiu-se representar a secção na qual ocorre a menor tensão de compressão no topo da laje, que corresponde ao comportamento da laje na segunda curvatura, ou seja, após a inflexão.



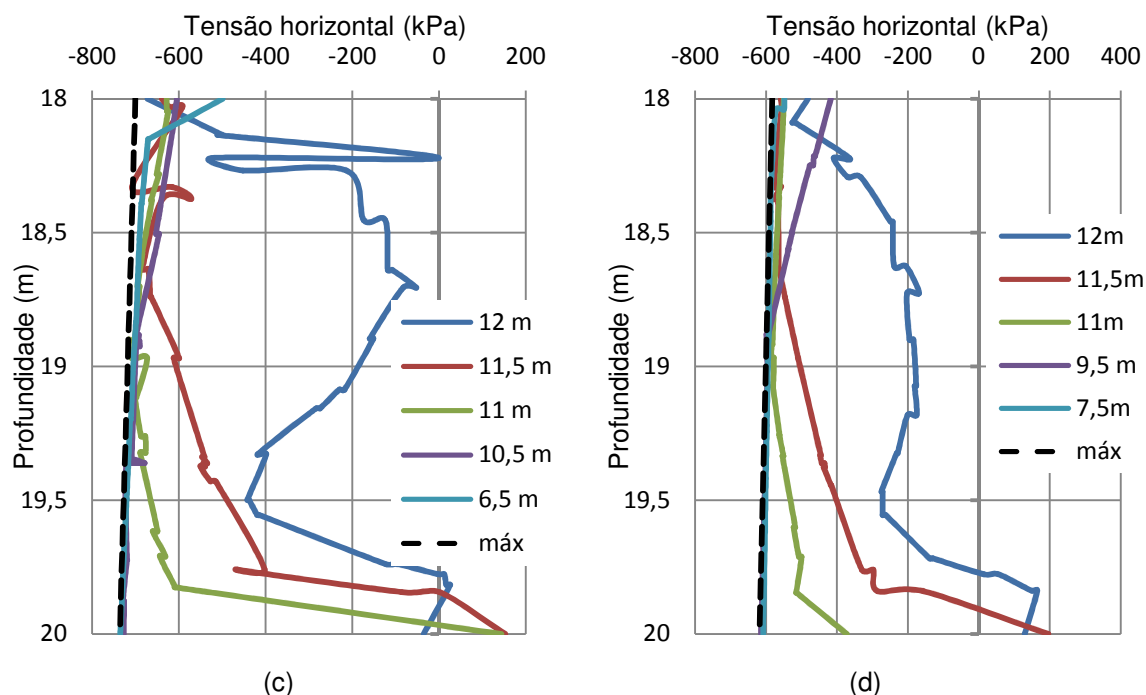


Figura 4.12 - Tensão horizontal na laje de Jet Grout, no final da escavação, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".

Quanto maior é a resistência que a laje possui, maior a tensão máxima de compressão possível de mobilizar, limite que caso seja igualado, significa a passagem do material do estado elástico a plástico. No cálculo "E1_2", presente no gráfico (a) da Figura 4.12, praticamente não há lugar à plastificação. Evidencia-se uma grande diferença entre esse cálculo e o "E1_3" em que a laje se encontra totalmente comprimida a partir da secção dos 4,5 m. Conclui-se que quanto menor é a resistência da laje, mais perto da parede de contenção se inicia a mobilização da tensão máxima e a consequente "horizontalidade", patente na Figura 4.13.

Outro aspecto interessante que também pode ser visualizado na Figura 4.13 é a transição entre as duas curvaturas da deformada da laje, de qualquer um dos cálculos apresentados. A zona de transição é um ponto de inflexão da curvatura, razão pela qual se pode afirmar que, nesta secção, o momento flector da laje é nulo. Nesta secção a laje encontra-se comprimida uniformemente sendo que quanto maior é a sua resistência, mais próximo do eixo de simetria ocorre essa transição.

Apesar de apenas se encontrar apresentada no gráfico (b) da Figura 4.12 a tensão de compressão tende a ser menor no topo da laje e ao longo da zona central mais próxima do eixo de simetria em que a superfície superior de laje é convexa. Essa compressão é tanto menor quanto maior for o raio da curvatura, que pela Figura 4.13 corresponde ao cálculo "E1_4". A mesma só não ocorre no cálculo "E1_5" porque a laje atingiu a rotura antes da finalização da escavação.

A Figura 4.13 contém os deslocamentos verticais da laje para os diversos cálculos.

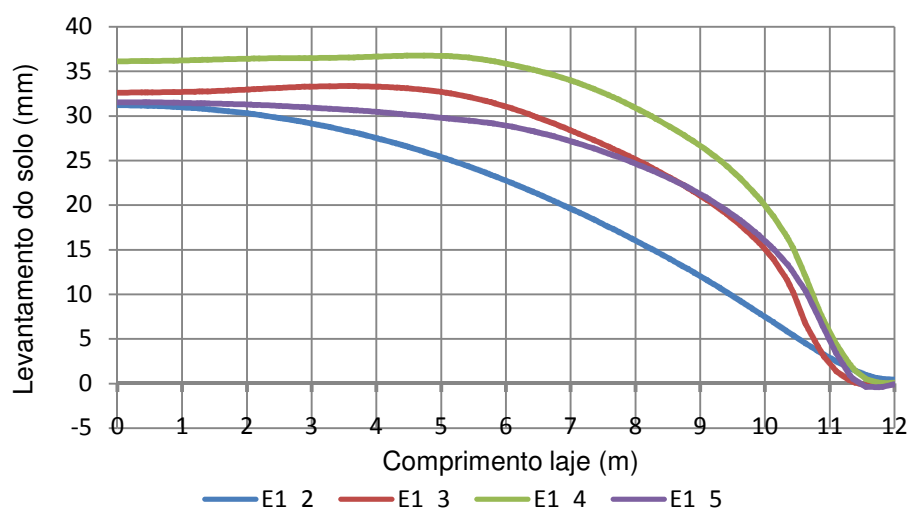


Figura 4.13 - Deslocamento vertical da laje, no final da escavação, para os cálculos E1_2 a E1_5.

A curvatura da deformada, muito pronunciada entre as secções dos 9 m e 11 m, motiva o aparecimento de “pontos brancos” na Figura 4.11 e consequente redução da tensão horizontal nessas zonas, que não alcança o valor máximo (ver Figura 4.12c).

Ainda de acordo com a Figura 4.13, é possível identificar quatro comportamentos distintos para a laje. Numa fase inicial, junto da parede, em que a laje apresenta uma curvatura pronunciada, verifica-se maior compressão no topo e esforços reduzidos de tracção na base. Segue-se uma fase de compressão mais ou menos uniforme correspondente ao ponto de inflexão. O terceiro comportamento corresponde à segunda curvatura da laje em que a tensão de compressão é superior na base. Finalmente, junto do eixo de simetria, a compressão é uniforme e de valor máximo.

É mais uma vez corroborado pela Figura 4.13 a grande diferença entre os cálculos “E1_3” e “E1_2” ao nível dos deslocamentos verticais da base de escavação. O maior deslocamento corresponde ao cálculo “E1_4”, e só não se verifica no cálculo “E1_5” por ter atingido a rotura antes da finalização da escavação.

4.4. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DA LAJE EM TERMOS DE TENSÕES TANGENCIAIS

4.4.1. INTRODUÇÃO

Neste ponto é apresentada a evolução das tensões tangenciais (τ) ao longo das diversas fases de escavação. Tal como no ponto 4.3 não são representadas as tensões na laje de *Jet Grout* correspondentes às fases de activação das escoras.

Foram obtidas tensões tangenciais nas mesmas secções de laje que no ponto 4.3, para que assim se possa relacionar melhor a evolução das duas tensões. No entanto, pelo facto de a sua evolução ser bastante previsível de fase para fase, optou-se por apenas apresentar as tensões correspondentes às Fases 2, 4 (na qual será abordado com maior pormenor o fenómeno de inflexão das curvaturas da deformada) e, finalmente, a Fase 8 onde são abordadas as questões relacionadas com a rotura da laje.

Em termos gerais as tensões atingem o valor máximo junto da parede de contenção e diminuem progressivamente de valor, atingindo valores próximos de zero no eixo de simetria. Como é lógico o valor apresentado é máximo na última fase de escavação.

Em seguida é apresentada uma breve explicação do modo de determinação da tensão tangencial máxima para os diversos cálculos apresentados.

Para materiais puramente coesivos o valor máximo da tensão tangencial toma o valor da coesão.

$$\tau_f = c \quad (4.1)$$

No caso da interface, por ser puramente atrítica, o valor máximo da tensão tangencial varia com a profundidade, uma vez que depende da tensão normal:

$$\tau_f = \sigma'_f \times \tan \phi' \quad (4.2)$$

Para os diferentes cálculos, o valor máximo da tensão tangencial na laje de *Jet Grout* é apresentado no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Valores máximos da tensão tangencial para a laje de *Jet Grout*, no final de escavação, nas diversas análises da Escavaçãop1.

	E1	E1_1	E1_2	E1_3	E1_4	E1_5
Valor máximo de τ (kPa)	1750	1312,5	875	437,5	350	262,5

4.4.2. APRESENTAÇÃO DA FASE 2 DE ESCAVAÇÃO

Tal como no ponto 4.3 é em seguida apresentada na Figura 4.14, para a Fase 2 de escavação, a evolução das tensões tangenciais com a redução da resistência da laje. Inicialmente são apresentadas as tensões em todos os cálculos (“E1”, “E1_1”, “E1_2”, “E1_3”, “E1_4” e “E1_5”). No entanto, a análise de tensões em diversas secções da laje é apenas realizada para os cálculos mais relevantes: “E1_2”, “E1_3”, “E1_4” e “E1_5”.

Na Fase 2 de escavação o valor das tensões é bastante reduzido, não se alcançando em qualquer dos cálculos, a tensão máxima.

No cálculo base “E1” as tensões tangenciais na laje são praticamente nulas, ou seja o efeito da escavação de 2,4 m de solo não produz efeitos na laje.

Apenas são apresentados valores para esta fase, para que se tenha a percepção que tal, como nas tensões horizontais, o valor das tensões tangenciais é bastante baixo quando comparado com o máximo admissível, razão pela qual não é visível a coloração vermelha na Figura 4.14.

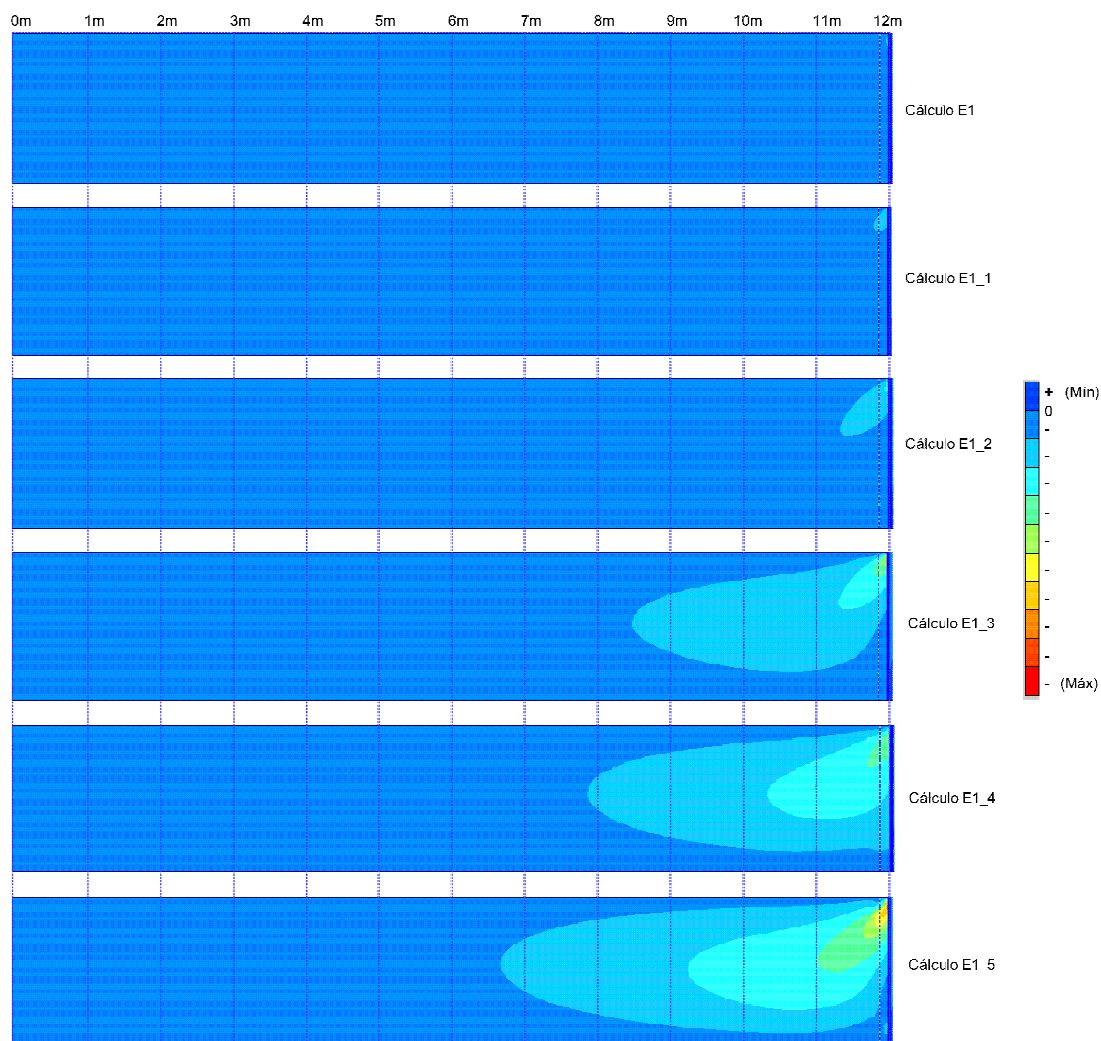


Figura 4.14 - Coloração das tensões tangenciais na laje de *Jet Grout*, na Fase 2, para os cálculos: "E1" a "E1_5".

A Figura 4.15 contém as tensões tangenciais para as mesmas secções de laje apresentadas na Figura 4.3 - subcapítulo 4.3 (referente à tensão horizontal na laje, para a Fase 2 de escavação).

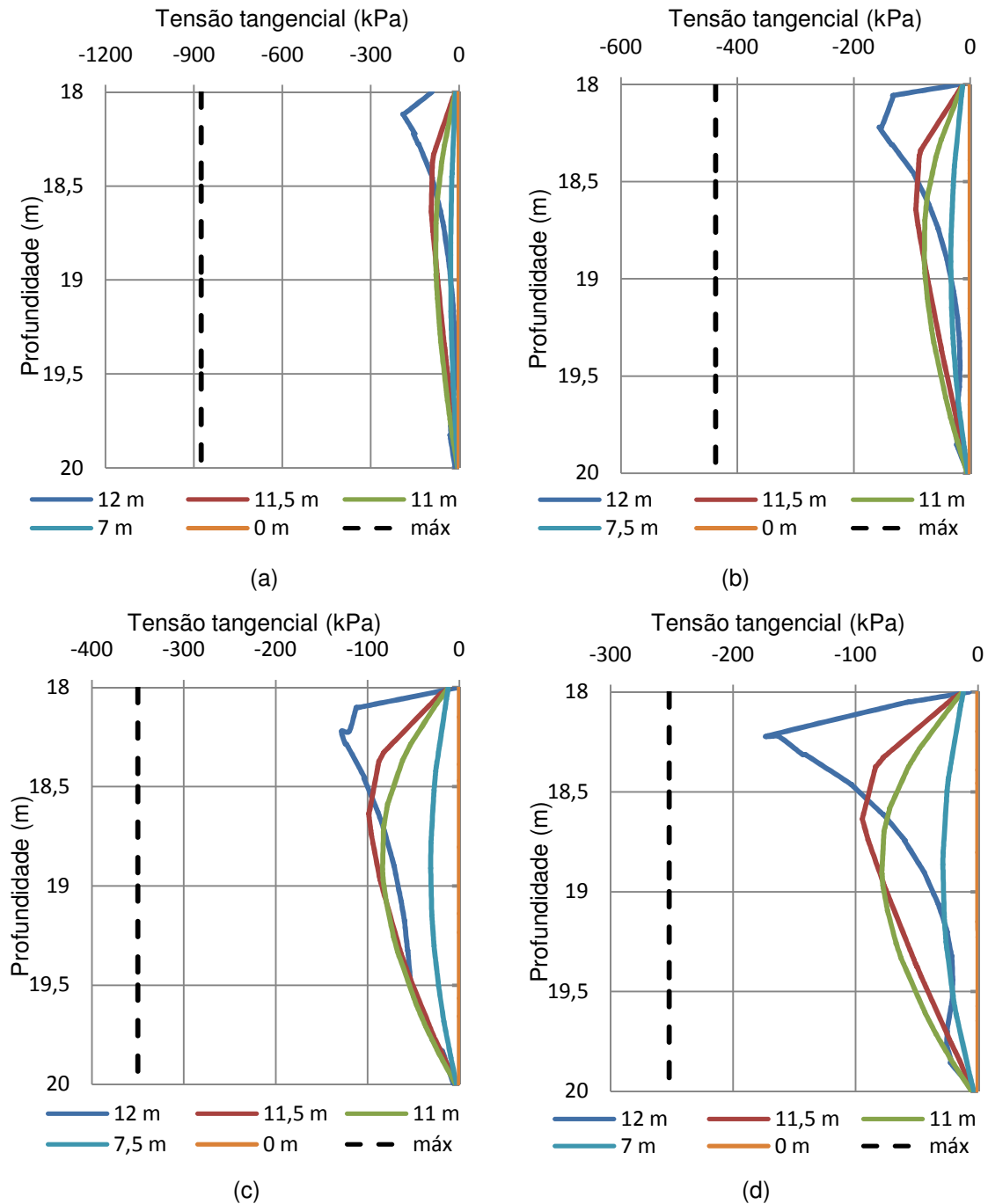


Figura 4.15 - Tensão tangencial na laje de Jet Grout, na Fase 2, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".

Os gráficos da Figura 4.15 comprovam o exposto pela Figura 4.14. Em nenhuma secção de qualquer cálculo é atingido o valor máximo das tensões tangenciais. No cálculo "E1_2" os valores de tensão junto da parede de contenção são, em valor, cerca de 1/10 do máximo, enquanto que no cálculo "E1_5" esse valor sobe para 1/3.

Tal como para as tensões horizontais (Figura 4.3 - subcapítulo 4.3) os valores de tensão tangencial na Fase 2 de escavação são reduzidos e bastante inferiores ao máximo.

4.4.3. APRESENTAÇÃO DA FASE 4 DE ESCAVAÇÃO

Na Fase 4 evidencia-se, relativamente à fase anterior, um claro aumento do valor de tensão tangencial mobilizado. A Figura 4.16 contém a coloração das tensões para as diversas análises.

Tal como no ponto 4.3.2 em que se retratou a tensão horizontal para a Fase 2, o maior aumento de tensão ocorre do cálculo “E1_2” para o “E1_3”.

No cálculo “E1_5” o valor máximo da tensão é atingido apenas imediatamente junto à parede de contenção. É também nítida a presença de tensões tangenciais positivas sob a zona referida o que corresponde, na análise das tensões horizontais, à mobilização de tensões de tracção (identificável na Figura 4.6 - subcapítulo 4.3).

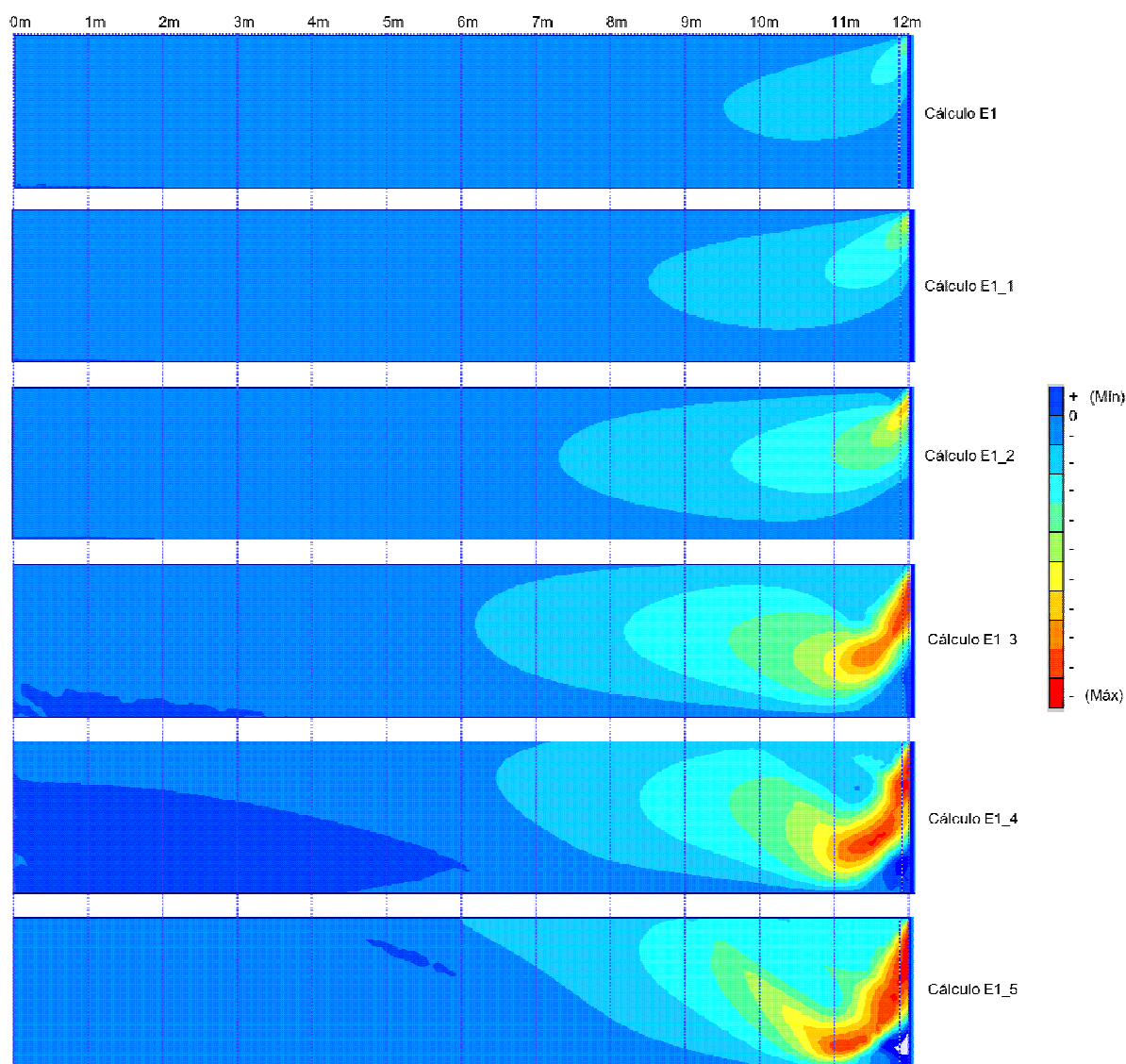


Figura 4.16 - Coloração das tensões tangenciais na laje de Jet Grout, na Fase 4, para os cálculos: "E1" a "E1_5".

A Figura 4.17 contém a tensão tangencial, em diversas secções da laje, para a Fase 4 de escavação dos cálculos mais relevantes.

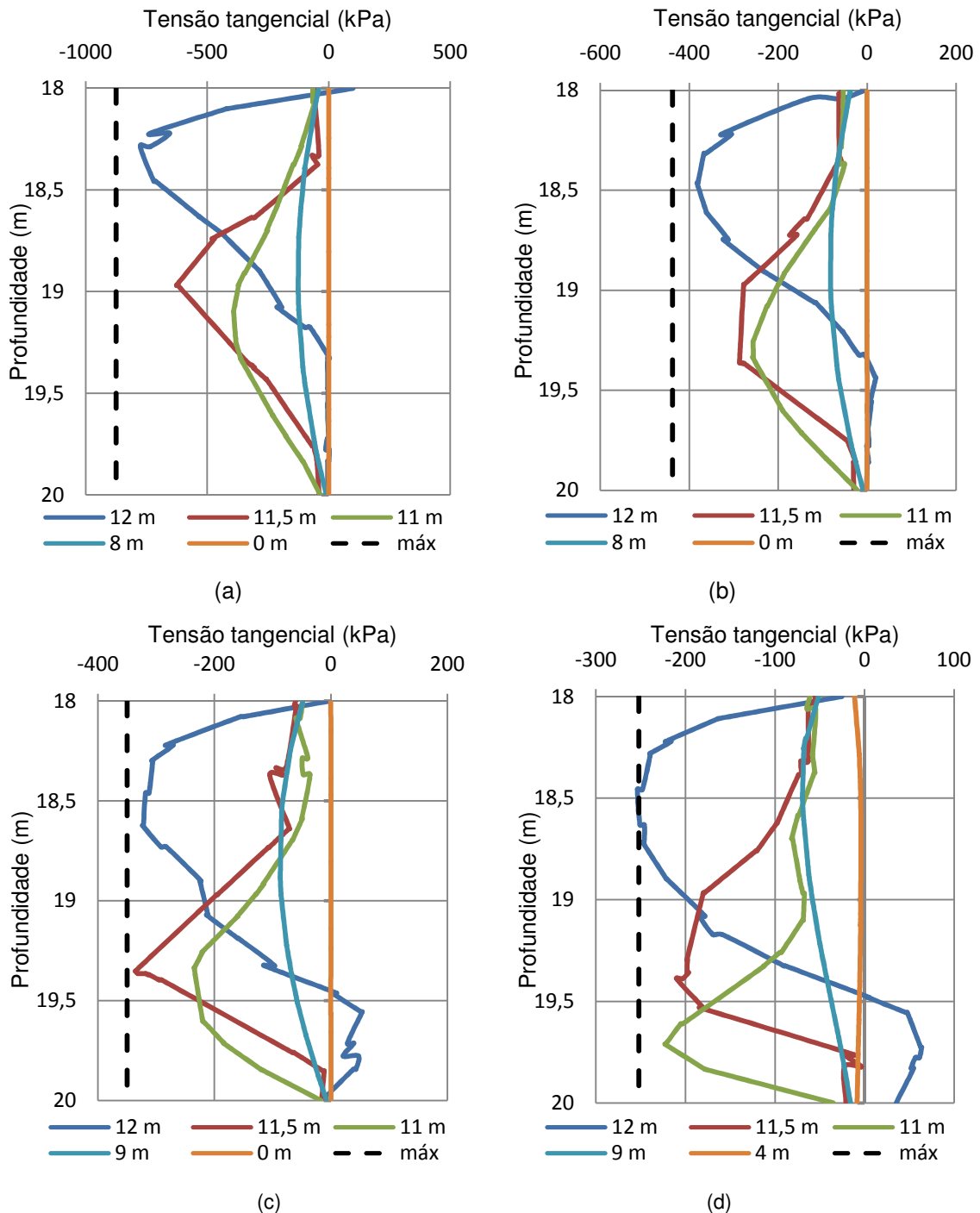


Figura 4.17 - Tensão tangencial na laje de Jet Grout, na Fase 4, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".

O gráfico (d) da Figura 4.17 sugere claramente a rotura local da laje uma vez que, na secção dos 12 m, é atingido o valor da tensão máxima. No entanto, não há colapso da laje simplesmente pelo facto de o valor máximo de tensão apresentado estar cingido a uma pequena parte da laje- a zona superior de contacto com a parede de contenção, identificável para os cálculos "E1_3", "E1_4" e "E1_5" na Figura 4.16.

A comparação entre Figura 4.17 e a Figura 4.6 indica que, tal como já tinha sido referido, na secção onde ocorre a inflexão de curvaturas, a tensão de compressão apresenta um valor que independentemente da grandeza é mais ou menos uniforme sugerindo por isso um momento flector muito pequeno. Relativamente ao esforço transversal nada se pode concluir uma vez que as tensões tangenciais apresentam um valor intermédio entre o máximo e mínimo (entenda-se esforço transversal como o integral, ao longo da secção da laje, das tensões tangenciais).

De acordo com a teoria da flexão simples:

$$y'' = -\frac{M}{EI} \quad (4.3)$$

O facto de para uma determinada secção, a segunda derivada da equação da deformada ser nula, é indicador de que nessa secção há inflexão de curvaturas. A Figura 4.18 traduz sob a forma de uma figura a informação anterior.

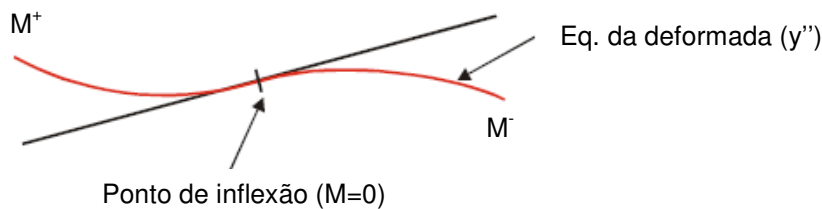


Figura 4.18 - Ilustração de um ponto de inflexão.

Outras secções relevantes são apresentadas na Figura 4.19. Ao contrário do ponto de inflexão que é característico para cada cálculo e fase de escavação, os pontos de esforço transversal máximo e momento máximo ocorrem em todos os cálculos junto à parede de contenção e eixo de simetria, respectivamente.

Junto do eixo de simetria, para além de se verificar o momento máximo, é onde o esforço transversal é nulo. Ou seja, a tensão normal e vertical são tensões puramente normais.

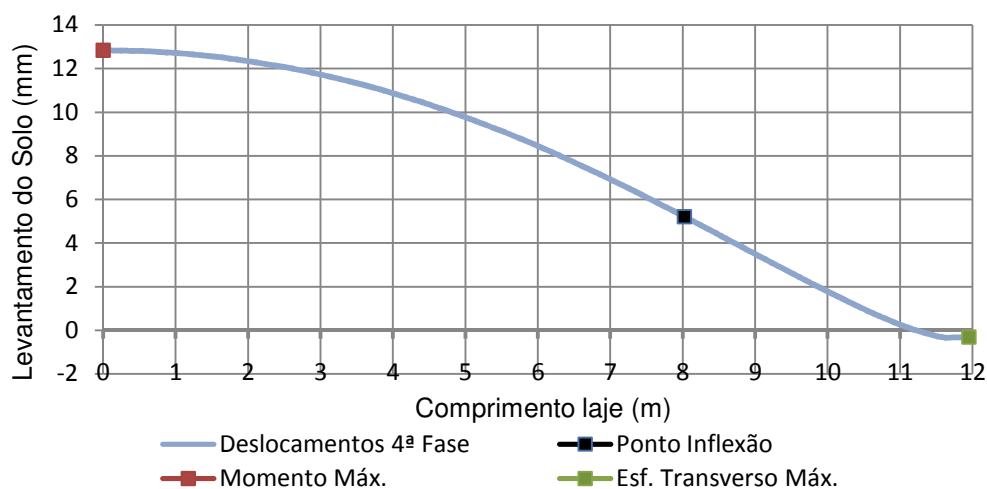


Figura 4.19 - Pontos notáveis para a deformada da laje de Jet Grout, na Fase 4 e para o cálculo "E1_3".

A tensão de compressão junto do eixo de simetria pode ser subdividida de acordo com o que é apresentado na Figura 4.20, ou seja, numa componente de esforço axial e noutra de momento flector. Este aspecto (maior compressão na base da laje (σ_1) e menor no topo (σ_2)) é característico dos cálculos em que a resistência da laje é maior e das fases iniciais de escavação (ver secção “0 m” do gráfico (a) presente na Figura 4.6).

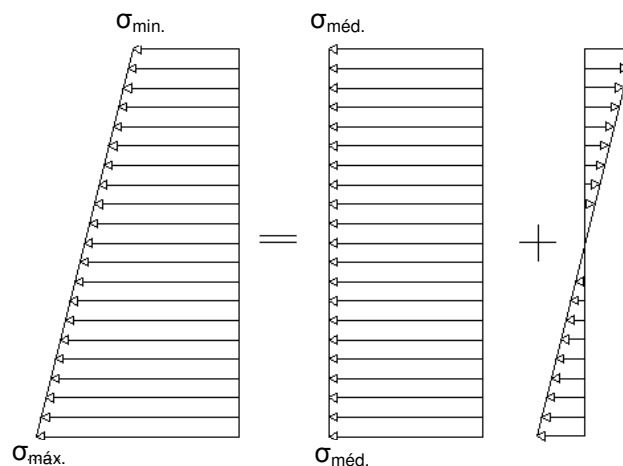


Figura 4.20 - Decomposição da tensão de compressão em esforço axial (N) e momento flector (M).

Através da expressão da flexão composta é possível determinar o valor do momento flector na secção referida.

$$\sigma_{med.} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} \quad (4.4)$$

sendo h a espessura da laje, I a inércia de uma secção rectangular e A a área da dita secção.

4.4.4. APRESENTAÇÃO DA FASE 8 DE ESCAVAÇÃO

Conforme é identificável na Figura 4.21, e de acordo com a legenda de cores apresentada, as tensões máximas encontram-se próximas da parede e apresentam valor negativo. Em todos os cálculos verifica-se a presença de tensões de valor positivo de baixa grandeza (10 kPa) que não se chegam a formar no cálculo “E1_5” por não ter sido concluído.

Quanto menor é a resistência da laje mais nítida se torna a formação das duas cunhas de ruptura com tensões tangenciais máximas. No cálculo “E1_5” o valor máximo é praticamente uniforme ao longo de toda a cunha, o que pelo critério de Mohr - Coulomb motivou a plastificação do material e consequente rotura da laje.

A existência de tensões tangenciais elevadas junto da parede de contenção está relacionado com o facto de o solo subjacente à base de escavação ter tendência a subir em relação à parede com o decorrer da escavação. Este efeito provocado pelas tensões tangenciais de sentido descendente, leva a um aumento da tensão vertical, no solo, junto da parede (Fortunato & Matos Fernandes, 1997).

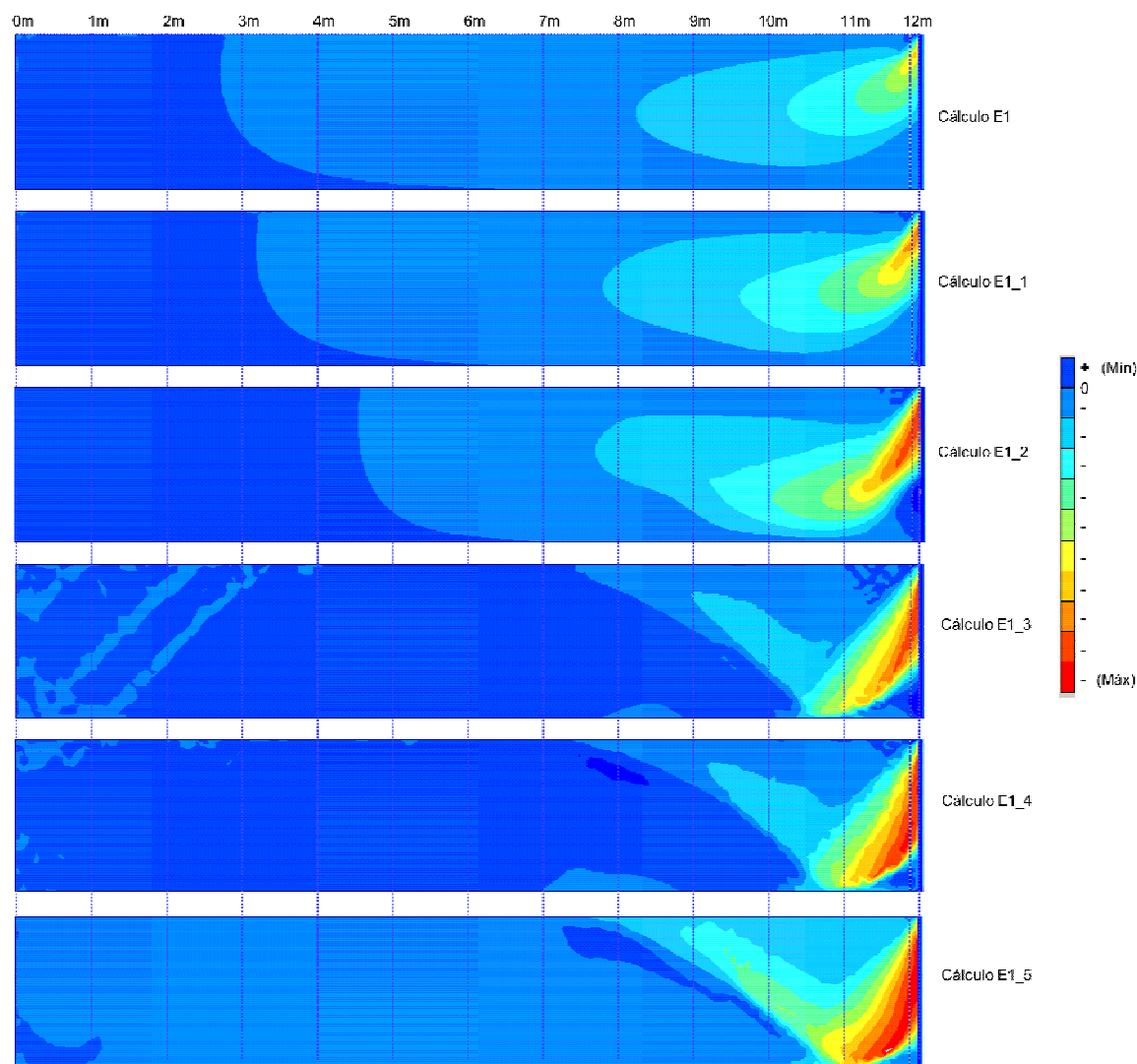


Figura 4.21 - Coloração das tensões tangenciais na laje de *Jet Grout*, na Fase 8, para os cálculos: "E1" a "E1_5".

A Figura 4.22 (em que são apresentadas as tensões, nas diversas secções da laje) identifica claramente o exposto na coloração da Figura 4.21. Na secção dos 12 m o valor máximo da tensão encontra-se próximo da superfície da laje e à medida que se avança no sentido do eixo de simetria esse valor vai-se deslocando para a parte inferior da laje (normalmente próximo da secção dos 11 m). No cálculo "E1_5" verifica-se ainda a evidência da formação da segunda cunha de rotura (secção 9 m).

Na Figura 4.22a é ainda visível que o valor máximo da tensão foi alcançado na secção dos 12 m e na secção seguinte (11,5 m) encontra-se bastante próximo do máximo.

Da comparação, para a última fase de escavação, entre as tensões tangenciais patentes na Figura 4.22 e as normais presentes na Figura 4.12, verifica-se que para as três primeiras secções, a tensão tangencial apresenta o seu valor máximo e a tensão horizontal o maior de compressão e tracção, ou seja, a maior diferença entre tensão mínima e máxima. Assim conclui-se que as secções próximas da parede apresentam grande perturbação pela interacção laje de *Jet Grout* - parede de contenção.

Apesar de não representadas, na Figura 4.22, sabe-se que a tensão tangencial naquelas secções, se apresenta praticamente constante e de valor intermédio entre o mínimo e máximo. Nas secções em que

a laje se encontra uniformemente comprimida (com valor máximo de tensão de compressão), a tensão tangencial assume o valor mínimo, próximo de zero.

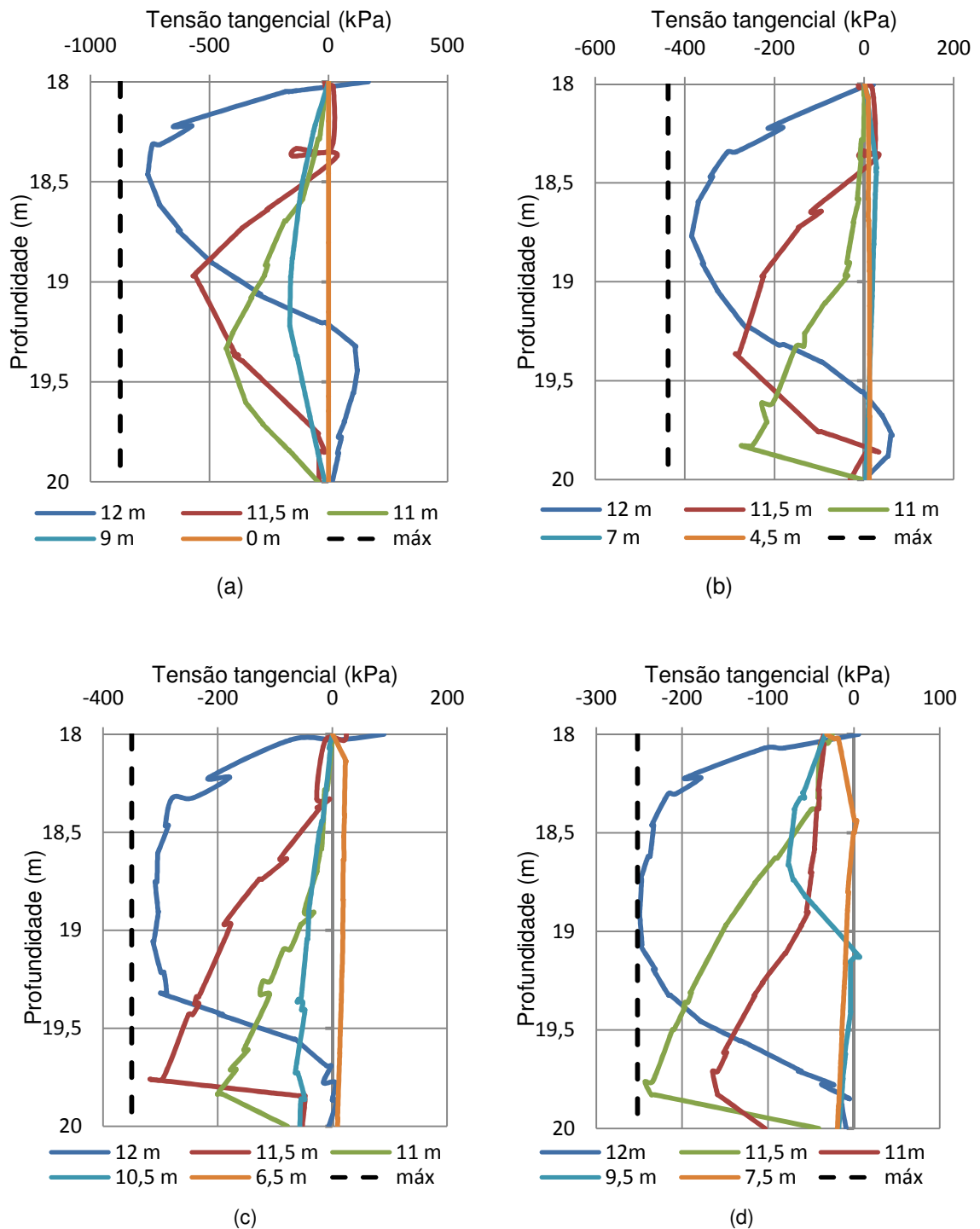


Figura 4.22 - Tensão tangencial na laje de Jet Grout, no final da escavação, em diversas secções: a) cálculo "E1_2"; b) cálculo "E1_3"; c) cálculo "E1_4"; d) cálculo "E1_5".

Na interface, representada na Figura 4.23, a tensão tangencial assume valores positivos, o que é de resto regra nos restantes cálculos. A diferença de sinal entre a tensão na interface e nas secções ao

longo da laje, é evidência da diferença do sentido do movimento. A parede imprime ao solo tensões de sentido descendente e este tende a contrariar essa imposição.

Note-se que o valor máximo da tensão apenas é igualado junto do topo da laje e apenas em alguns pontos, o que valida a escolha do valor de 25° para o ângulo de atrito do elemento junta.

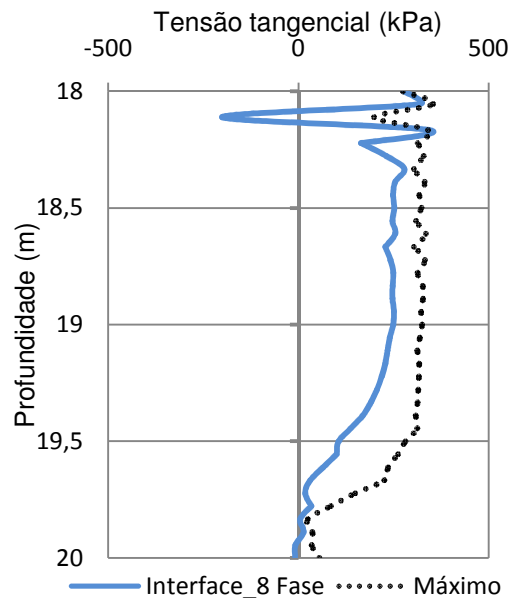


Figura 4.23 - Tensão tangencial no elemento junta e tensão tangencial máxima, no final da escavação, para o cálculo “E1_4”.

Conforme já foi referido a rotura da laje ocorre na presente fase e para o cálculo em que a resistência é menor (“E1_5”). A análise da Figura 4.21 permite concluir que a rotura foi causada pela formação de um plano de rotura junto à parede de contenção em que foi atingido o patamar máximo permitido para as tensões tangenciais. Note-se que a rotura antecedeu a formação de zonas plásticas, no interior da laje, devido à tensão de compressão, o que mais uma vez atesta a hipótese de rotura pela formação de uma cunha com tensões tangenciais máximas (no momento de rotura a tensão de compressão não é a tensão principal e por isso não atinge o seu valor máximo).

Na Figura 4.24 é confirmada a teoria exposta. Os dois planos de rotura obtidos correspondem às da Figura 4.21 e Figura 4.11 (cálculo “E1_5”). O plano cujo ângulo com a horizontal é 69° é aquele onde ocorre a rotura da laje. O plano com ângulo de 21° é também visível na Figura 4.24 e iniciava a sua formação no momento do colapso da laje.

O Quadro 4.5 contém os dados obtidos, a partir do integral das tensões horizontais, verticais e tangenciais, na secção junto da parede de contenção para o cálculo “E1_5”.

Quadro 4.5 - Valores de tensão presentes no círculo de Mohr da Figura 4.24.

σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	τ (kPa)
-675	-395	160

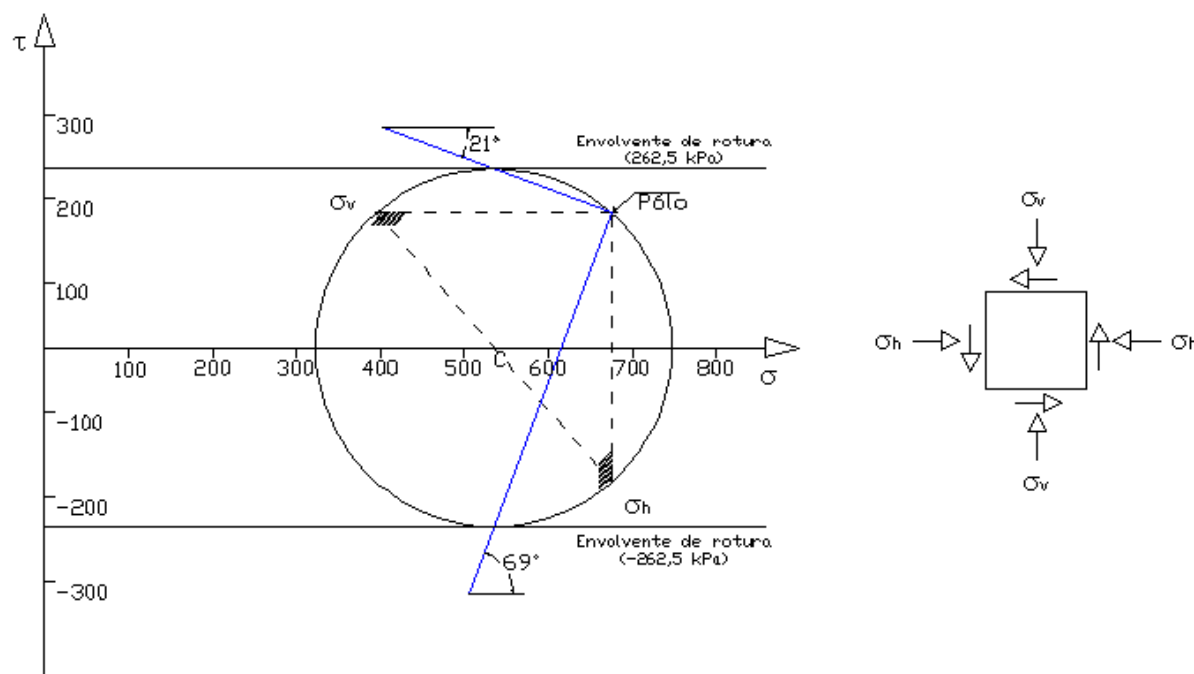


Figura 4.24 - Linhas de rotura para a Fase 8 do cálculo "E1_5".

Um aspecto relacionado com este fenómeno é presente na Figura 4.25 e diz respeito à definição de outras linhas de rotura para a Fase 7 deste mesmo cálculo.

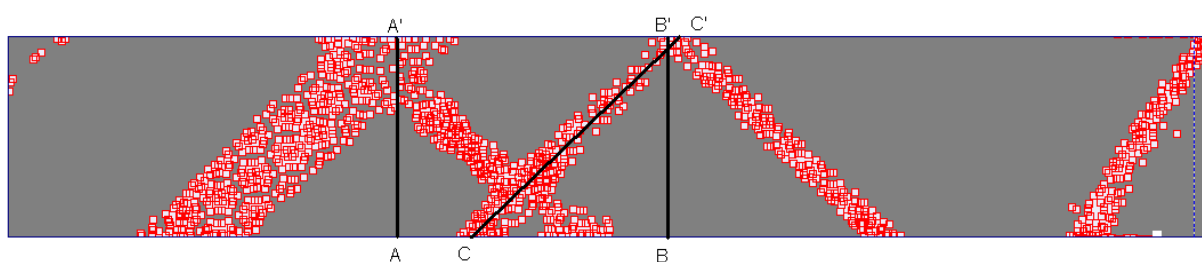


Figura 4.25 - Pontos de plastificação na Fase 7 do cálculo "E1_5".

Esta fase corresponde à activação do 3.º nível de escoramento e por esse motivo não foi apresentada na Figura 4.11. A comparação entre a imagem anterior e a da Fase 6 (patente na Figura 4.11) permite concluir que a activação das escoras implicou uma redução significativa da tensão de compressão na laje. No entanto aparecem claramente definidas as linhas de rotura com uma inclinação de aproximadamente 45°, nas quais a tensão tangencial é máxima (secção C-C').

A Figura 4.26 contém o exercício teórico do fenómeno identificado pela Figura 4.25. A comparação entre as duas imagens identifica que, nas secções A-A' e B-B' a tensão tangencial é praticamente nula

e a tensão de compressão elevada. Nesta situação a tensão horizontal é a tensão principal e por isso alcança o seu valor máximo, que naturalmente depende do valor da resistência à compressão da laje.

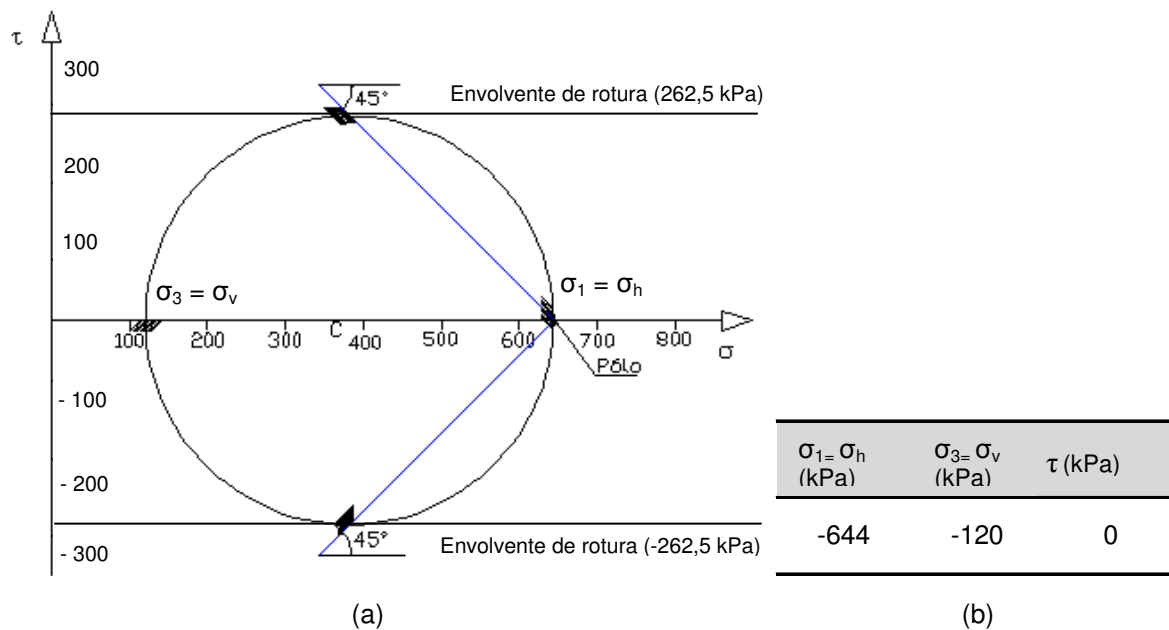


Figura 4.26 - a) Linhas de rotura, na Fase 7 do cálculo "E1_5"; b) Quadro com valores de tensão presentes no círculo de Mohr.

Os dados presentes do quadro (b) da Figura 4.26 foram obtidos a partir do integral das tensões nas secções identificadas. A tensão obtida é apresentada de outro modo pela Figura 4.27. Nesta conclui-se que apenas a secção C-C' apresenta tensão tangencial máxima, daí a plastificação visível na Figura 4.25.

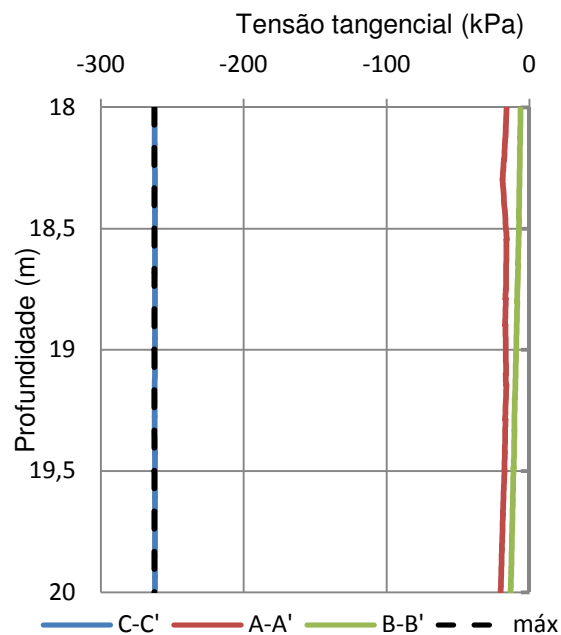


Figura 4.27 - Tensão tangencial, na Fase 7 do cálculo "E1_5" para as secções A-A', B-B' e C-C'.

4.5. ESCAVAÇÃO 2, ANÁLISE DA ROTURA DA LAJE DE JET GROUT

4.5.1. INTRODUÇÃO

Neste ponto pretende-se compreender de forma mais pormenorizada o comportamento da laje de *Jet Grout* ao longo da escavação. Para tal analisa-se a Escavação 2 que, como já foi referido, é semelhante à Escavação 1 excepto no faseamento construtivo. Assim, a última fase da Escavação 1 (Fase 8) foi subdividida em 6 fases de menor espessura (ver Figuras 3.9, 3.10 e 3.11 do capítulo 3).

Foram efectuados vários cálculos, presentes no Quadro 4.6, em que, à semelhança do que foi realizado para a Escavação 1, se reduziu progressivamente a resistência da laje. No entanto, apresenta-se em seguida apenas os resultados para o qual ocorreu rotura da laje - cálculo “E2_3”.

Quadro 4.6 - Percentagens e valores da resistência à compressão da laje de *Jet Grout*, para as diversas análises da Escavação 2.

	Escavação 2			
	E2	E2_1	E2_2	E2_3
% resistência relativamente ao cálculo E2	100%	75%	50%	25%
$q_u/2$ (kPa)	1750	1312,5	875	437,5

O cálculo E2 corresponde ao cálculo base e para este o elemento junta foi modelado com as propriedades da respectiva camada de solo multiplicadas pelo factor 0,67.

Nas restantes análises foi admitida uma junta puramente atrítica considerada apenas com 1% do valor da coesão da laje de *Jet Grout*, de modo a tornar o cálculo menos moroso.

A Figura 4.28 contém o desenvolvimento das tensões horizontais (σ_x) ao longo de diversas fases. Procuraram-se representar não só as fases de escavação, mas também a Fase 7 que corresponde à introdução do 3º nível de escoramento. Em cada uma das fases é apresentada a profundidade a que se referem.

4.5.2. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

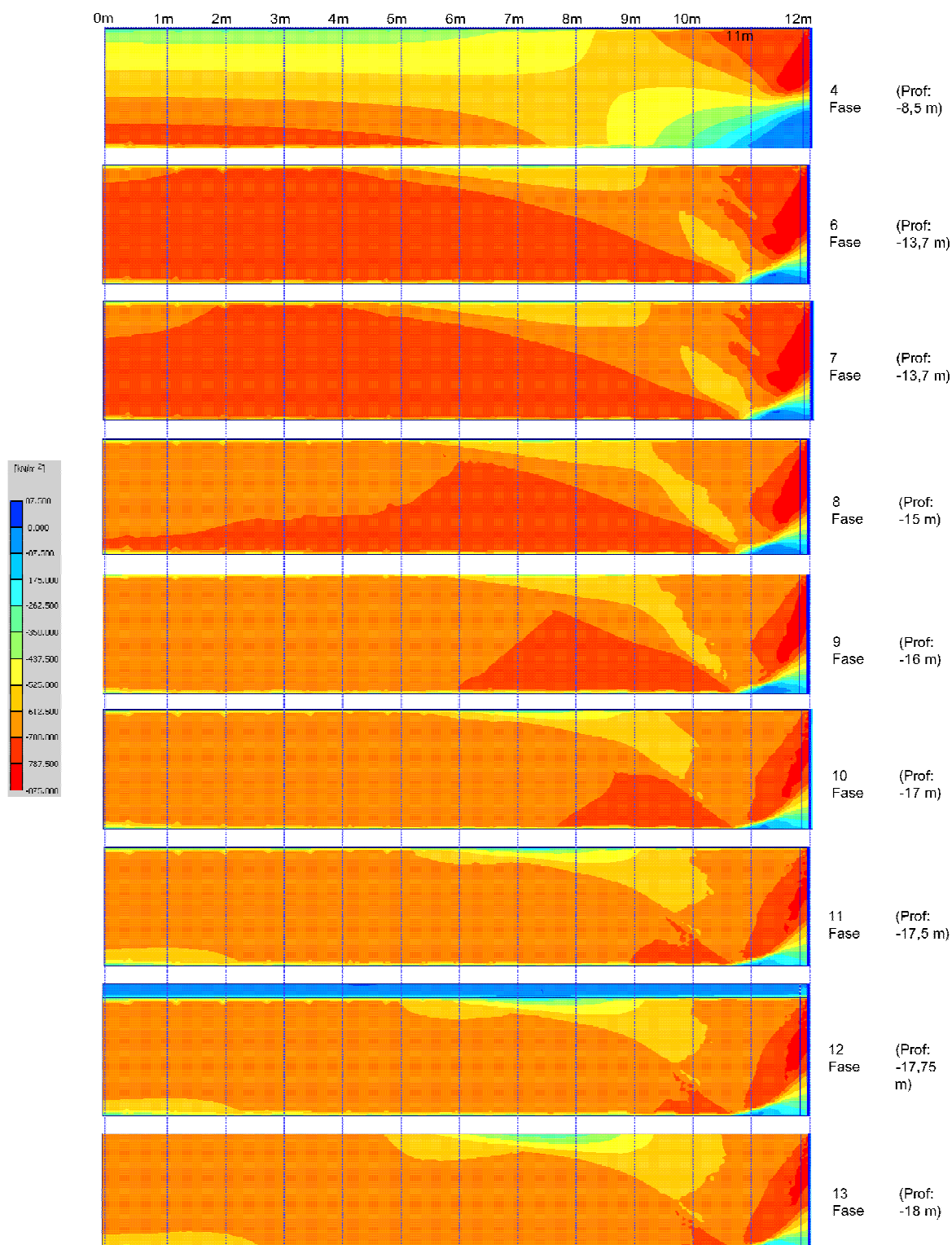


Figura 4.28 - Coloração das tensões horizontais na laje de Jet Grout, para o cálculo "E2_3", considerando as diversas fases de escavação.

A Figura 4.29 contém, para as fases em estudo, a representação dos pontos de plastificação de acordo com o critério Mohr Coulomb.

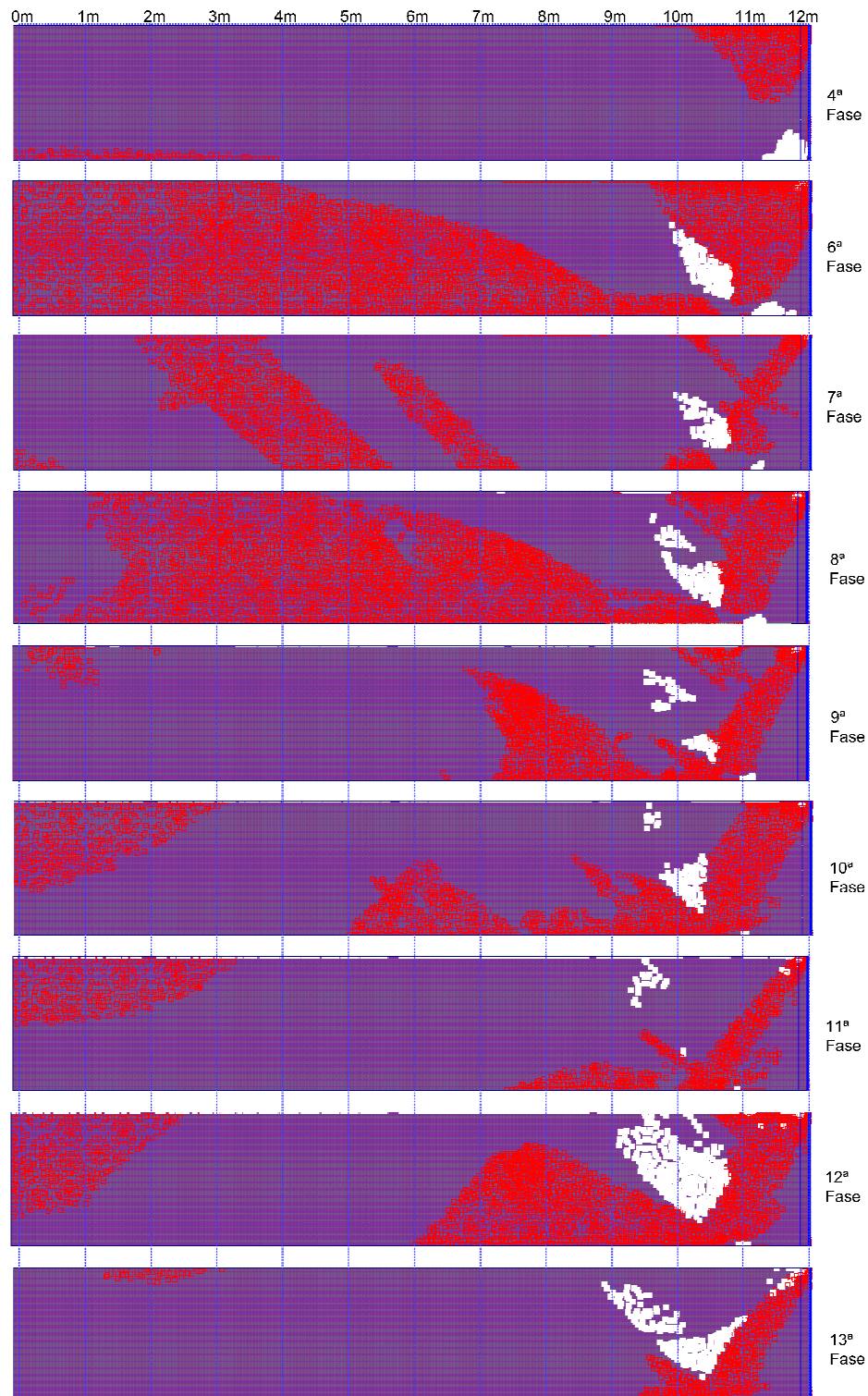


Figura 4.29 - Plastificação da laje de *Jet Grout*, em diversas fases do cálculo “E2_3”.

A Figura 4.30 apresenta os deslocamentos verticais da laje de *Jet Grout* nas diversas fases em estudo do cálculo “E2_3”.

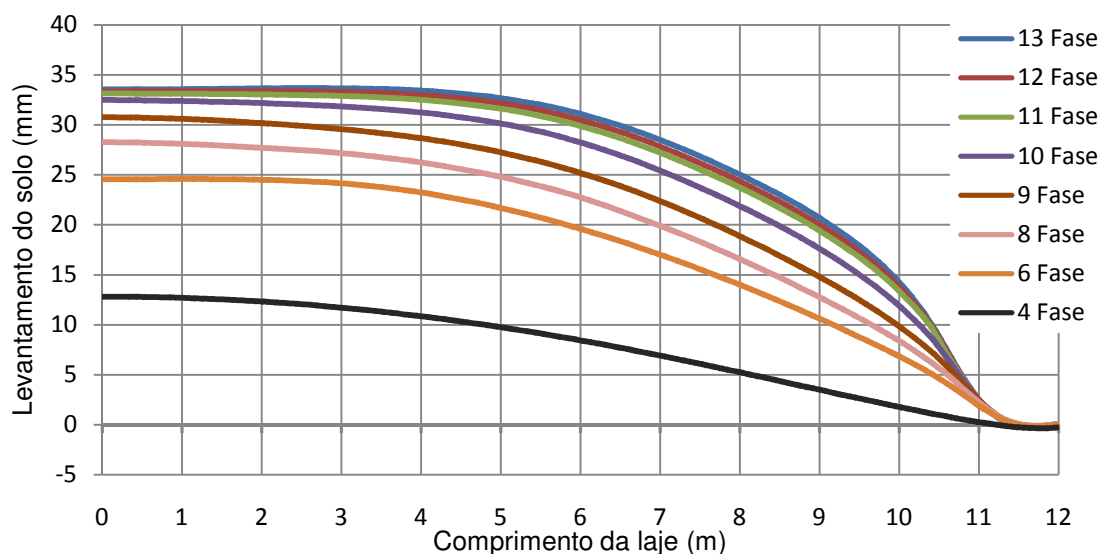


Figura 4.30- Deslocamento vertical da laje de *Jet Grout* em diversas fases do cálculo "E2_3".

A comparação entre as Figura 4.29 e 4.30 permite concluir que na Fase 4 (e anteriores) o comportamento da laje é distinto das fases subsequentes. O menor esforço de compressão a que a laje (por via da reduzida quantidade de solo escavado) está sujeita leva a que a curvatura da deformada seja bastante menor. No entanto, é suficiente para que junto da parede de contenção as tensões de tracção, na base da laje, sejam as mais elevadas de todas as fases expostas. O gráfico (a) da Figura 4.31 atesta a afirmação anterior.

Na Figura 4.31 estão patentes as tensões horizontais ao longo de diversas secções, das Fases 4 e 6, da laje de *Jet Grout*.

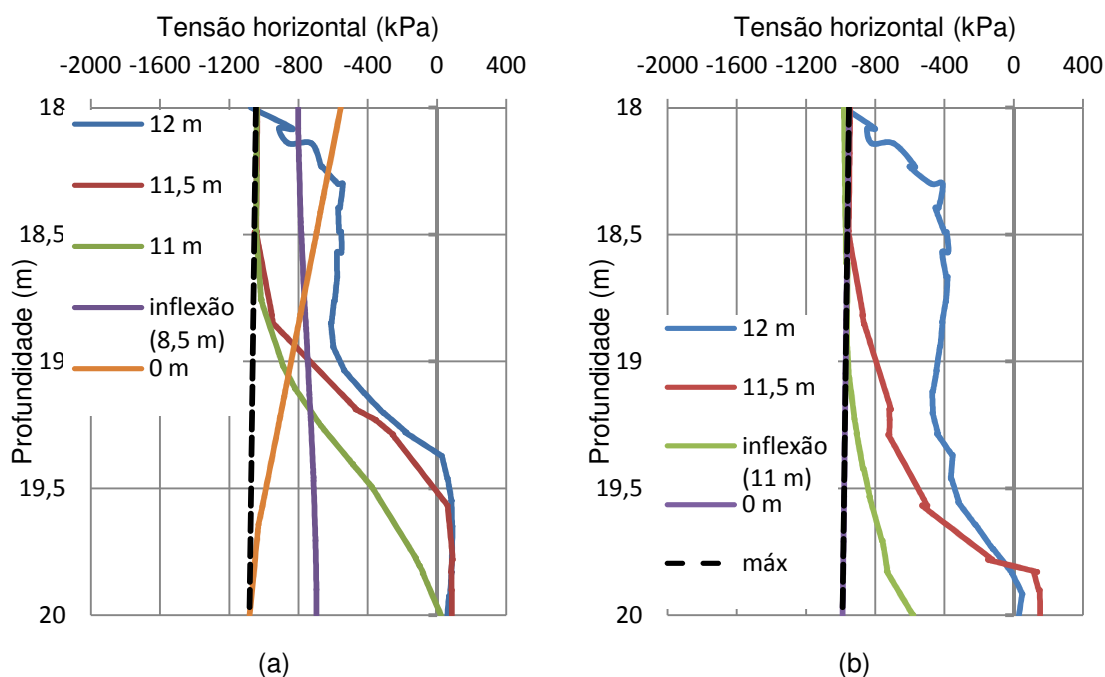


Figura 4.31 - Tensão horizontal em diversas secções da laje de *Jet Grout*, para o cálculo "E2_3": a) Fase 4; b) Fase 6.

A Figura 4.31 demonstra que a secção de inflexão das curvaturas varia de acordo com a tensão de compressão instalada. Quanto maior for, mais perto da parede se localiza a referida secção de inflexão.

A Figura 4.32 representa as tensões horizontais ao longo de diversas secções, das Fases 8 e 9, da laje de *Jet Grout*. Por via da escavação faseada a tensão horizontal máxima é sucessivamente menor de fase para fase.

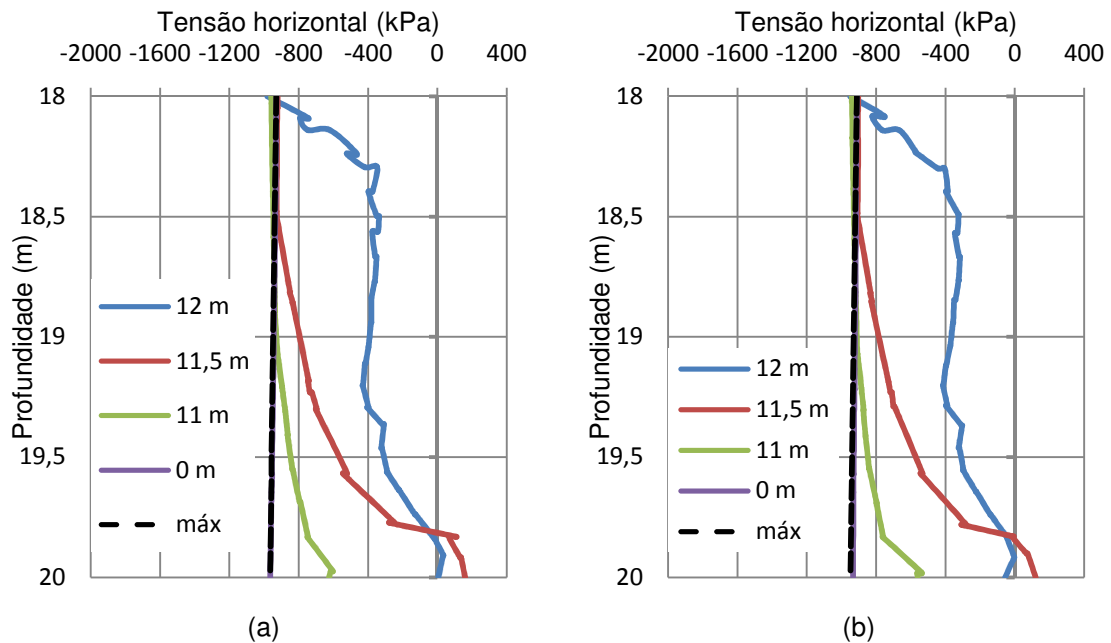


Figura 4.32 - Tensão horizontal em diversas secções da laje de *Jet Grout*, para o cálculo "E2_3": a) Fase 8; b) Fase 9.

A Figura 4.33 representa as tensões horizontais ao longo de diversas secções, das Fases 12 e 13, da laje de *Jet Grout*.

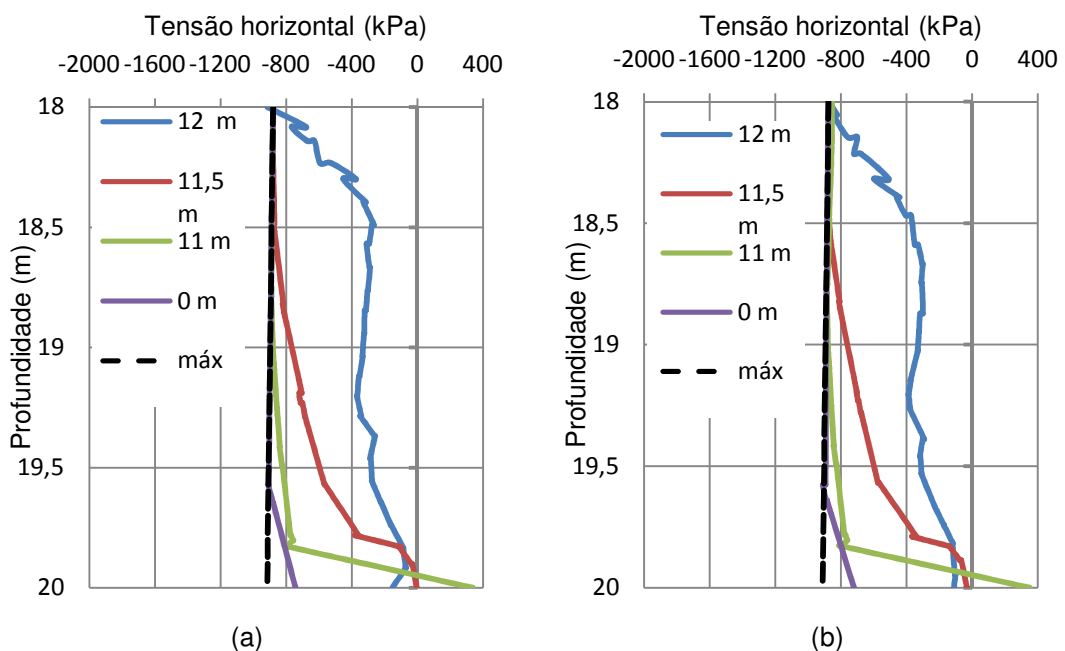


Figura 4.33 - Tensão horizontal em diversas secções da laje de *Jet Grout*, para o cálculo "E2_3": a) Fase 12; b) Fase 13.

Na Fase 6 (patente na Figura 4.31), fruto de uma grande escavação (retirada de 5,2 m de solo), as tensões de compressão aumentam de forma acentuada o que leva a que o comportamento da laje se altere. Com efeito, a partir da secção dos 4 m a laje fica comprimida ao longo de toda a secção, com o valor máximo. A Figura 4.29 corrobora estas afirmações.

A Fase 7 corresponde à activação do último nível de escoras. A Figura 4.29 transmite a ideia de que a redução em termos de tensão de compressão é muito significativa. No entanto, pela Figura 4.28 conclui-se que essa diminuição é bastante pequena. Na verdade corresponde a uma redução de cerca de 5 a 10 kPa, suficiente para reduzir a plastificação da laje, dando lugar à visualização, na Figura 4.29 dos planos de ruptura de tensão tangencial máxima.

A redução aparente da tensão, da Fase 7 para a 8, principalmente ao nível das secções intermédias, sugerida pela Figura 4.28, é causada pela redução da tensão vertical (σ_y) sob a laje, no decorrer da escavação.

Do mesmo modo se explica a redução da plastificação da Fase 8 para a 9, evidente na Figura 4.29.

Desde a Fase 9 até à Fase 12, fruto do desconfinamento provocado pela retirada de solo sobre a laje e consequente aumento da tensão de compressão no interior da laje, verifica-se um progressivo aumento do deslocamento vertical da laje (ver Figura 4.30).

Como consequência do aumento do raio de curvatura da deformada evidencia-se na Figura 4.28, a partir da Fase 10, uma redução da tensão de compressão sensivelmente na zona média da laje.

É também evidente na Figura 4.29 um ligeiro aumento da tensão de compressão na zona superior da laje, junto do eixo de simetria (entre as secções dos 0 m e 3 m). Este fenómeno visível da Fase 8 para a Fase 9, está relacionado com uma ligeira curvatura da deformada da laje que induz uma alteração no modo de plastificação da laje.

A partir da Fase 11 os deslocamentos verticais são muito próximos devido à retirada de pequenas camadas de solo subjacente à laje. Devido ao aumento da tensão de compressão, deixa de existir tensão de tracção junto da parede de contenção, passando apenas a ser evidente um pequeno foco na secção dos 11 m (patente na Figura 4.33).

A rotura da laje ocorre na última fase e o mecanismo é idêntico ao apresentado no subcapítulo anterior para a Escavação 1. A cunha de rotura presente na Figura 4.29, onde é atingido o limite máximo das tensões tangenciais, associado à elevada tensão de compressão nesse mesmo local, motivam a rotura da laje.

Para que se possa entender com maior clareza o fenómeno de rotura da laje, foram obtidos para as diversas fases os deslocamentos horizontais da parede de contenção. Concluiu-se que as maiores diferenças coincidem com as fases em que a escavação de solo era superior. De modo a se poder realizar uma comparação mais realista entre as diversas fases, dividiram-se os deslocamentos pela espessura de solo escavada.

Da diferença entre o deslocamento de duas fases sucessivas foi obtido o gráfico da Figura 4.34. Neste gráfico, deslocamentos negativos significam deslocamentos para o interior da escavação. A diferença de deslocamentos entre duas fases consecutivas é traduzida na legenda por “fase x - fase y”.

O deslocamento horizontal na Fase 13 é como se previa o mais elevado (a rotura ocorreu quando tinham sido removidos 16 cm dos 25 cm previstos para a última fase).

Pela análise das linhas da Figura 4.34 conclui-se que, tal como se esperava, o deslocamento da parede é tanto maior quanto mais a escavação se aproxima da fase final.

A elevada diferença entre os deslocamentos ocorridos da Fase 6 para a Fase 8 é o resultado da mudança de curvatura da laje. Esta é uma transição a partir da qual os deslocamentos da parede aumentam de forma muito significativa. Para as fases anteriores a estas o deslocamento da parede por metro de escavação é muito pouco significativo, inferior ao verificado para as fases “10-9”.

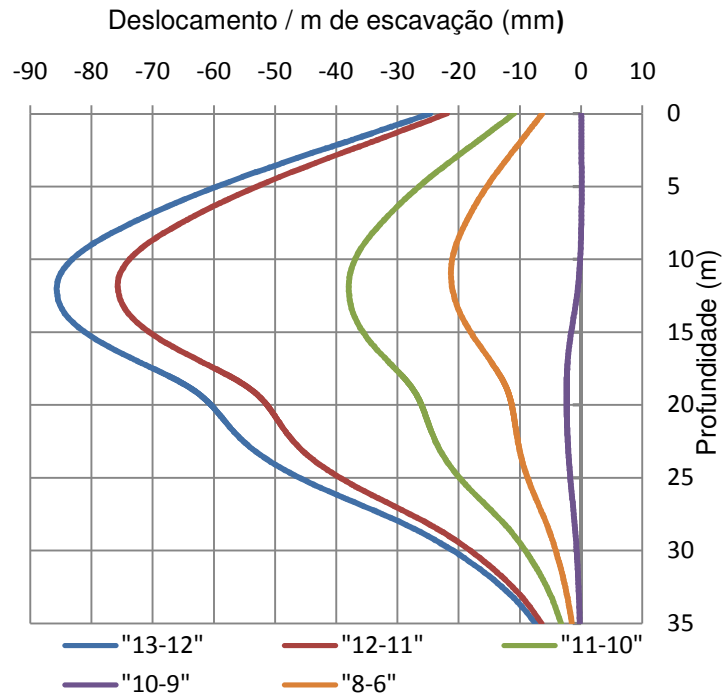


Figura 4.34 - Diferença do deslocamento horizontal da parede de contenção, entre diversas fases do cálculo "E2_3".

De acordo com a Figura 4.35 o esforço no terceiro nível sofre um aumento contínuo desde a sua activação até ao momento de rotura da laje. Verifica-se que após a sua activação o esforço nos restantes níveis de escoras diminui progressivamente. Na Fase 5 tem lugar uma redução muito significativa do esforço no 1º nível de escoras, fruto da activação do 2º nível.

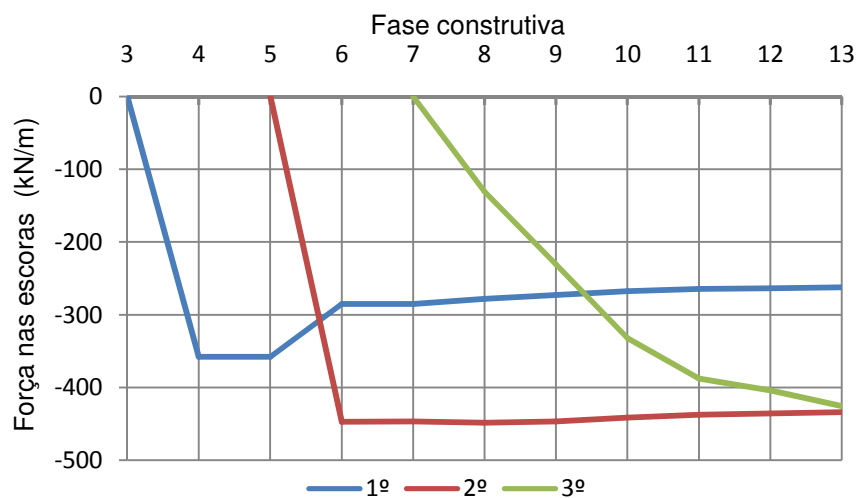


Figura 4.35 - Força nos diversos níveis de escoras para o cálculo "E2_3".

Dos vários declives presentes nas rectas da Figura 4.35 são claramente identificáveis os do 3º nível de escoras, principalmente nas últimas três fases de escavação. Estas diferentes inclinações estão directamente relacionadas com a espessura de solo retirado em cada fase. Assim, a menor inclinação dos últimos três trechos (Fases 10-11, 11-12 e 12-13) da linha correspondente ao 3º nível de escoramento indicia que o aumento do esforço foi menor, por via da menor espessura de solo retirado.

É ainda patente, na Fase 13, o aumento de esforço apenas no 3º nível de escoramento. Ou seja, a rotura da laje apenas afecta o esforço no nível de escoramento mais próximo.

4.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Relativamente aos subcapítulos 4.3 e 4.4, em que são apresentados cálculos de redução progressiva da resistência da laje de *Jet Grout*, da Escavação 1, podem ser retiradas as seguintes conclusões:

- os deslocamentos horizontais da parede de contenção mantêm-se praticamente inalteráveis, e coincidentes com os do cálculo base E1, até ao cálculo “E1_2”. Da transição deste cálculo para o “E1_3” o deslocamento aumenta cerca de 110% (maior aumento entre cálculos sucessivos);
- nos cálculos em que a resistência da laje é superior apenas se desenvolvem pontos de tracção, relacionados com as curvaturas da deformada da laje. Quando estes pontos se desenvolvem junto da parede de contenção simbolizam a abertura de fissuras e portanto inexistência de contacto entre solo tratado e parede. Excepção para Fase 8 (final da escavação) em que o aparecimento destes pontos no topo da laje está relacionado com o desconfinamento da laje provocado pela retirada de solo sobre a mesma. A maioria dos pontos de plastificação desenvolvem-se quando o valor da resistência da laje passa de 50% para 25% (comparativamente com a resistência do cálculo base E1), ou seja, da transição dos cálculos “E1_2” para “E1_3”;
- quanto mais baixa a resistência da laje e maior o progresso da escavação, mais cedo (mais próximo da parede de contenção) se verifica a compressão máxima das secções da laje e também mais cedo se verifica a “horizontalidade” da deformada;
- com a progressão da escavação e portanto aumento da tensão horizontal, o ponto de inflexão das curvaturas da deformada tem tendência a aproximar-se da parede de contenção;
- a rotura da laje ocorre para a última fase de escavação do cálculo “E1_5” (apenas 15% da resistência do cálculo base) quando a tensão tangencial é máxima e se desenvolve um plano de rotura com a inclinação de aproximadamente 69° que se inicia no topo da laje, junto da parede de contenção e termina na base da laje de solo tratado. A rotura acontece quando, junto da parede moldada, a tensão tangencial é máxima e a tensão de compressão atinge um valor elevado.

No subcapítulo 4.5 foi também estudado o comportamento da laje, para a Escavação 2. As 13 fases que compõem o cálculo “E2_3” permitiram retirar algumas conclusões relativamente ao comportamento da laje e das estruturas presentes na escavação, antes da rotura.

- Nas fases que antecedem a rotura da laje, há maior plastificação na zona central e final (junto do eixo de simetria) da laje, o que está certamente relacionado com a forma da deformada da laje. A laje encontra-se bastante horizontal, no entanto entre os 3 m e 6 m há uma ligeira inversão da curvatura, responsável pelo “desaparecimento” de pontos de plastificação na zona intermédia da laje - Fases 9, 10, 11, 12 e 13 da Figura 4.29.

- Nas ultimas 5 fases de escavação, o deslocamento horizontal da parede de contenção por metro de escavação sofre um grande aumento, identificador de que o limite de “absorção” de tensões por parte da laje está prestes a ser alcançado (patente na Figura 4.34).
- O 3º nível de escoramento tem, desde a sua activação, um aumento constante da força mobilizada. No momento da sua activação o esforço nos níveis de escoras anteriores é progressivamente reduzido. Na fase de colapso da laje (Fase 13) o esforço acumulado é inteiramente absorvido pelo 3º nível de escoras.
- O modo de rotura da laje é idêntico ao do cálculo de 8 fases (Escavação 1), no entanto ocorreu para um nível de tratamento de apenas 25% e durante a escavação dos 25 cm finais de solo. Note-se que no cálculo de 8 fases o colapso aconteceu antes da conclusão da última fase, ficando por escavar 3,2 m de solo. Este facto permite concluir que o faseamento construtivo influencia claramente a rotura da laje.

5

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA E RIGIDEZ NO COMPORTAMENTO DE UMA LAJE DE *JET GROUT*

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é analisado o comportamento da laje de *Jet Grout* inserida na Escavação 1 (apresentada no capítulo 3). Ao invés do capítulo 4, procurou-se agora efectuar uma análise mais realista, isto é mais próxima daquilo que pode ocorrer na prática, em obra. Trata-se de proceder à redução progressiva e conjunta das propriedades resistentes e de rigidez da laje de *Jet Grout*.

Assim são estudados 7 cálculos, apresentados no Quadro 5.1, derivados do cálculo base “E1” (apresentado no subcapítulo 3.3). Neste quadro é apresentada a percentagem das propriedades de resistência e rigidez, relativamente ao cálculo base (anteriormente designado por “E1” e daqui em diante designado por “R1”), presentes na laje de solo tratado, bem como os valores de coesão e módulo de deformabilidade efectivamente empregues.

O objectivo é entender o comportamento da laje ao longo das várias etapas de redução das propriedades, bem como perceber se há ou não rotura do elemento e, caso haja, o modo como ocorre.

No capítulo anterior procedeu-se ao estudo do comportamento da laje ao longo das diversas fases de escavação. No capítulo actual apenas se estuda a última fase de escavação (Fase 8), pois é a fase crítica na qual os esforços instalados são superiores.

Quadro 5.1 - Percentagens e valores da resistência à compressão e módulo de deformabilidade da laje de *Jet Grout*, para as diversas análises.

	Escavação 1						
	R1_1	R1_2	R1_3	R1_4	R1_5	R1_6	R1_7
% resistência relativamente ao cálculo R1	75%	50%	25%	20%	15%	10%	4%
$q_u/2$ (kPa)	1312,5	875	437,5	350	262,5	175	70
E (MPa)	750	500	250	200	150	100	40

O cálculo “R1_7” foi desenvolvido após se ter constado que não ocorria rotura da laje, mesmo quando as propriedades da laje eram apenas de 15% das do cálculo base (“R1”). Decidiu-se então reduzir as

suas propriedades até um valor próximo, embora superior ao do próprio solo, que estaria entre os 18 m e 20 m caso não fosse realizada a técnica de *Jet Grouting*.

5.2. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

A Figura 5.1 apresenta os deslocamentos horizontais da parede de contenção para diversas análises presentes no Quadro 5.1 e um novo cálculo (seguidamente apresentado) designado “sem laje”.

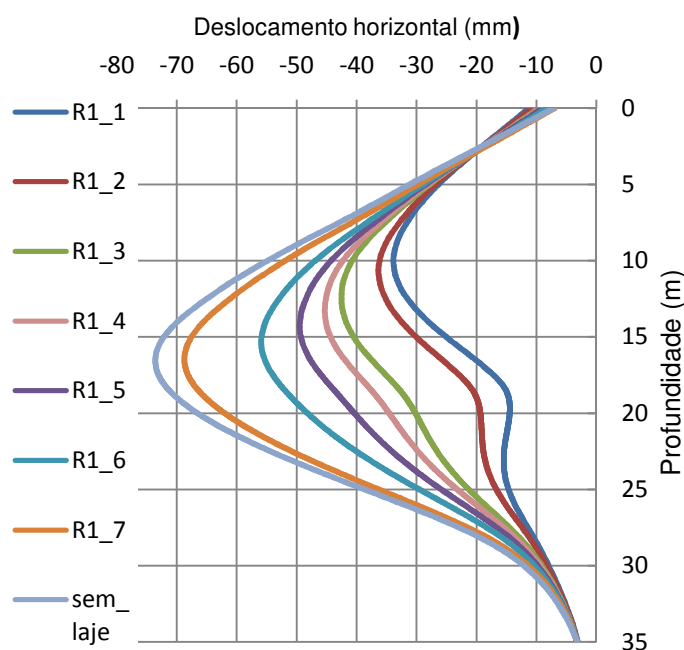


Figura 5.1 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para todos os cálculos presentes no Quadro 5.1.

Conforme era de esperar os deslocamentos são tanto maiores quanto mais baixas são as propriedades de resistência e de rigidez da laje de *Jet Grout*. Repare-se que os deslocamentos da parede para o cálculo “R1_7” são bastante idênticos aos do cálculo “sem_laje”, que reflecte o comportamento da cortina na hipótese de não ter sido efectuado qualquer melhoramento do solo.

Da análise da Figura 5.1 conclui-se que mais uma vez é do cálculo “R1_2” para o “R1_3” que ocorrem os maiores deslocamentos na parede. Este aumento está relacionado com a modificação da curvatura da laje (apresentada na Figura 5.4), especialmente nas secções compreendidas entre as dos 11 m e 5 m.

No Quadro 5.2 pretendeu-se compreender, de uma outra perspectiva, o aumento do deslocamento horizontal da cortina bem como os cálculos em que esse aumento é mais notório. O facto de, nas duas primeiras colunas do quadro se verificar o maior aumento médio e máximo do deslocamento horizontal está relacionado com a maior redução das propriedades resistentes nestes cálculos (25%). Nas restantes quatro colunas, os deslocamentos vão aumentando de forma progressiva e uma vez que a redução das propriedades foi igual nesses cálculos (5%), pode afirmar-se que este aumento está relacionado com o sucessivo crescimento da plastificação da laje (apresentado na Figura 5.3). Ainda de acordo

com este quadro, verifica-se que o aumento do deslocamento horizontal entre cálculos se reflecte principalmente entre os 18 m e os 20 m (cota superior e inferior de implantação da laje).

Pela Figura 5.1 constata-se que, antes da plastificação da laje (cálculos “R1_1” e “R1_2”) o deslocamento máximo da cortina se encontra na secção próxima dos 10 m. À medida que a laje plastifica, cálculos “R1_3” e “R1_4”, o ponto onde ocorre o deslocamento máximo da cortina tem tendência a aproximar-se do nível da base de escavação.

Quadro 5.2 - Diferenças entre deslocamentos horizontais da cortina, no final da escavação, para cálculos consecutivos.

	Cálculo					
	R1_1 - R1_2	R1_2 - R1_3	R1_3 - R1_4	R1_4 - R1_5	R1_5 - R1_6	R1_6 - R1_7
Aumento médio (%)	18,05	31,22	8,68	10,28	12,04	18,76
Aumento máximo (%)	37	59,22	14,76	16,96	19,44	28,68
Profundidade (m)	18,6	18,83	19,22	19,39	19,72	19,89

Na Figura 5.2 são comparados os deslocamentos horizontais da parede de contenção entre os cálculos em estudo e os efectuados no capítulo 4 (nos quais apenas foi reduzida a resistência).

Tal como se previa inicialmente, a redução da rigidez, para além da resistência, induz um maior deslocamento na parede de contenção. Como consequência as tensões horizontais (σ_x) são menores (assunto abordado mais adiante).

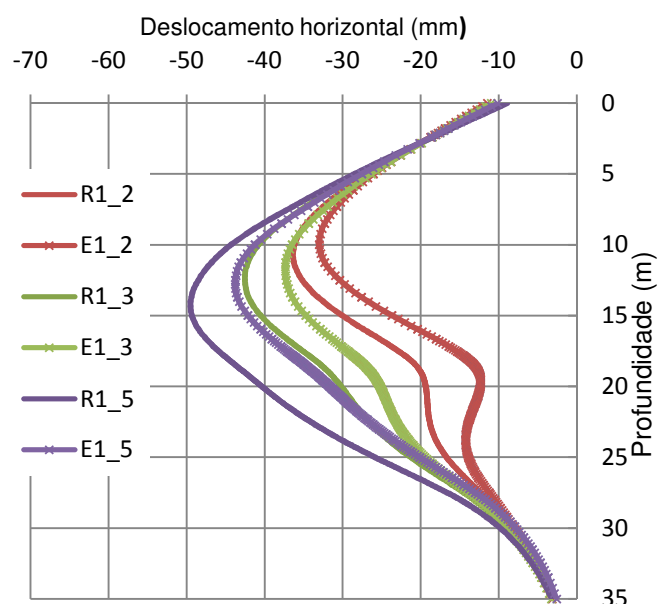


Figura 5.2 - Comparação entre deslocamentos horizontais da parede, para cálculo com redução da resistência (Cap. 4) e redução resistência e rigidez (Cap. actual), no fim da escavação, para três cálculos.

Considerando o horizonte entre os 5 m e os 27,5 m de profundidade (visto o efeito ser pouco nítido acima e abaixo destes limites) o Quadro 5.3 apresenta a percentagem do aumento do deslocamento horizontal entre os cálculos com redução de rigidez e resistência e aqueles em que apenas foi reduzida a resistência.

Quadro 5.3 - Aumento do deslocamento horizontal entre os cálculos analisados na Figura 5.2.

	R1_2 - E1_2	R1_3 - E1_3	E1_5 - E1_5
Aumento de deslocamento horizontal (%)	30	16	22

5.3. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DA LAJE EM TERMOS DE TENSÕES

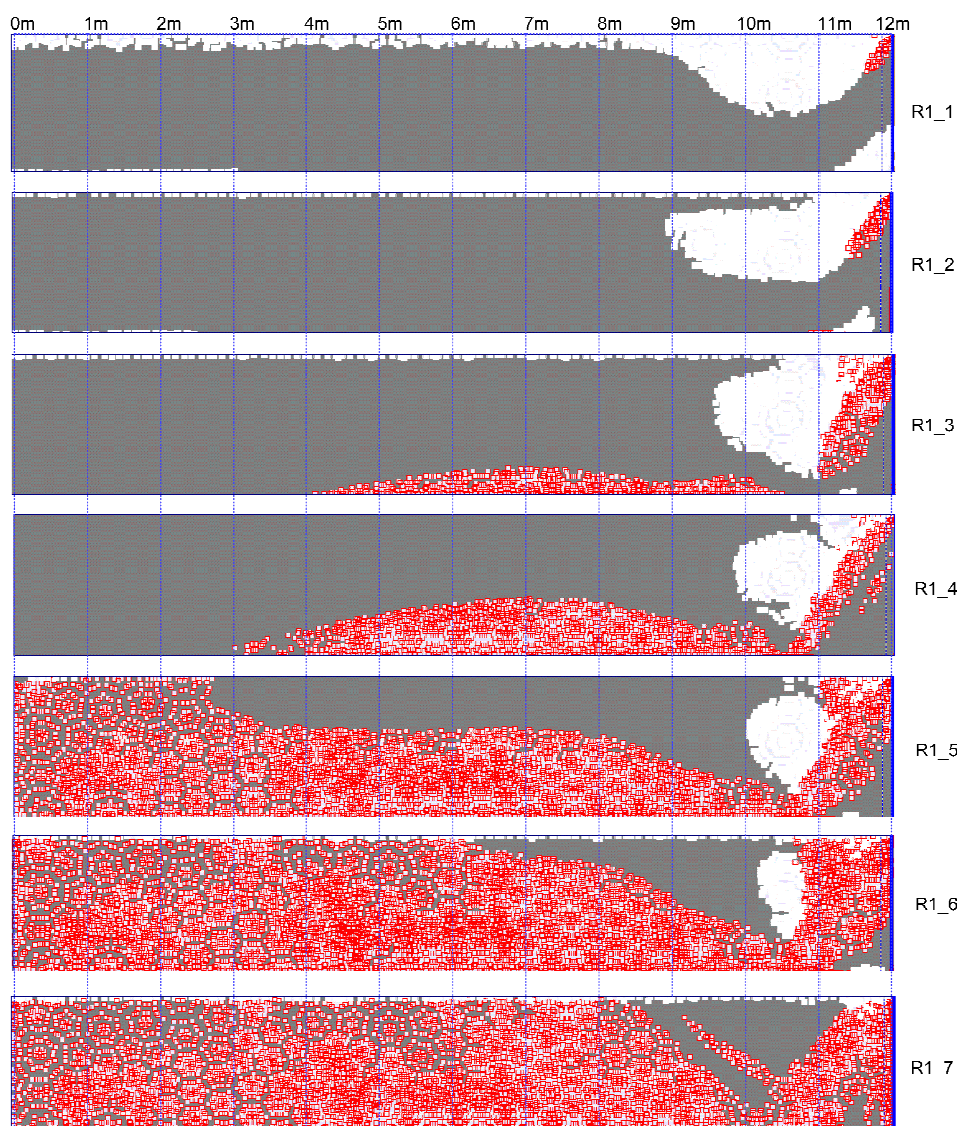


Figura 5.3 - Plastificação da laje de Jet Grout, no final da escavação, para os cálculos R1_1 a R1_7.

A Figura 5.3 apresenta a evolução da plastificação da laje ao longo dos diversos cálculos. Esta imagem é facilmente relacionável com a Figura 5.4 da deformada da laje.

De um modo geral, com a redução das propriedades de resistência e rigidez, verifica-se uma diminuição dos pontos de tracção (representados a cor branca) e um aumento dos pontos de plastificação de acordo com o critério de Mohr-Coulomb (representados a cor vermelha). A Figura 5.4 corrobora isso mesmo, a curvatura do cálculo “R1_1” é bastante mais suave do que a do cálculo “R1_7”, que a partir da secção dos 10,5 m se encontra quase totalmente horizontal e por isso plastificada ao longo de quase todo o seu desenvolvimento.

Nos cálculos “R1_1” e “R1_2” (Figura 5.3) podem identificar-se duas zonas onde são mobilizadas tracções, uma junto da base da laje imediatamente junto da parede e outra na zona superior da laje entre as secções dos 12 m e 9 m. Como consequência, na primeira zona há mobilização de tensões de compressão nulas na interface (inexistência de contacto laje - parede) e tensões de tracção na laje de *Jet Grout*. A segunda zona está relacionada com a curvatura bastante acentuada da laje (Figura 5.4). O aparecimento destes pontos está também relacionado com o desconfinamento da laje devido à finalização da escavação. Na verdade nos pontos referidos não é verificada tensão de tracção, apenas um alívio da tensão de compressão.

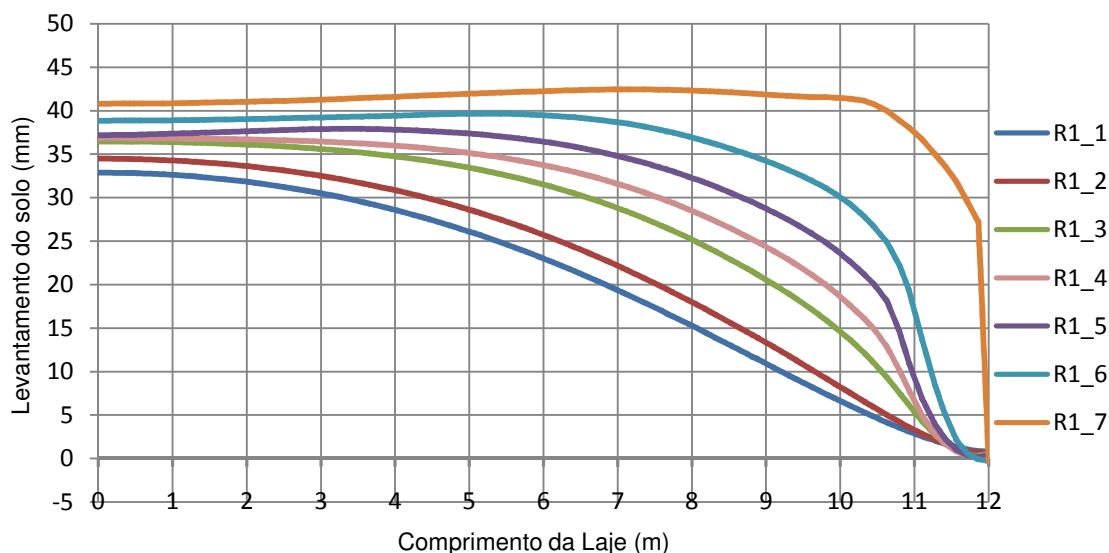


Figura 5.4 - Deslocamento vertical da laje de *Jet Grout*, no final da escavação, para os cálculos R1_1 a R1_5.

No cálculo “R1_7”, apesar de a curvatura ser bastante acentuada, não há lugar ao aparecimento de tensões de tracção, em virtude de a tensão de compressão instalada ser bastante próxima do limite máximo admitido (seguidamente apresentada nos gráficos da Figura 5.6).

O grande aumento, entre os cálculos “R1_2” e “R1_3”, tanto dos deslocamentos horizontais da parede, como dos verticais da laje de *Jet Grout*, é explicado pela plastificação na zona inferior da laje, sinal de que há uma maior compressão nessa região.

A Figura 5.5 representa a tensão de compressão ao longo do desenvolvimento da laje de *Jet Grout* e a meio da sua espessura. Ou seja, foi efectuada uma secção longitudinal ao longo dos 12 m de desenvolvimento da laje à profundidade de 19 m. Nesta figura procurou comparar-se com os resultados do presente capítulo, os realizados no capítulo anterior (para o final da escavação), nos quais apenas foram reduzidas as propriedades relativas à resistência da laje.

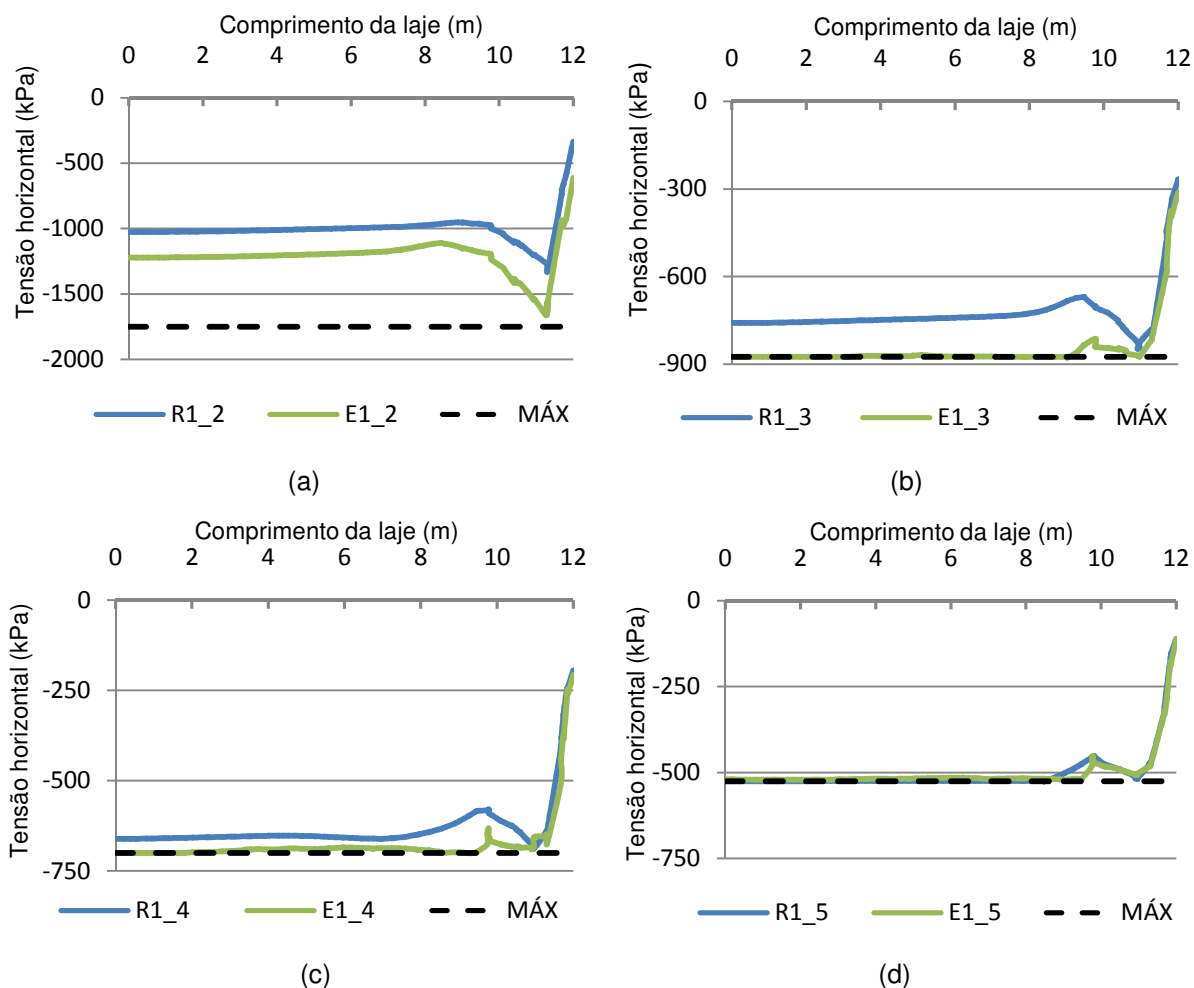


Figura 5.5- Comparação entre tensão horizontal de cálculos em que a resistência foi progressivamente reduzida (subcapítulo 4.3), e outros em que foi reduzida a resistência e rigidez (capítulo actual). Ambos para o final da escavação. Cálculos: a) E1_2 e R1_2; b) E1_3 e R1_3; c) E1_4 e R1_4; d) E1_5 e R1_5.

A Figura 5.6 apresenta a tensão horizontal ao longo da laje de *Jet Grout*, apenas para os cálculos “R1_6” e “R1_7” dos cálculos do presente capítulo (não há termo de comparação com os cálculos efectuados no capítulo 4).

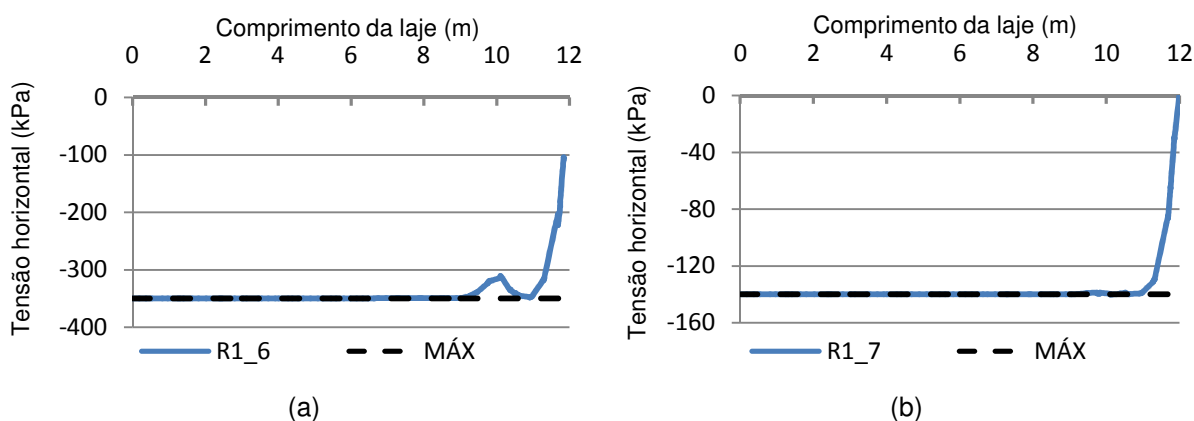
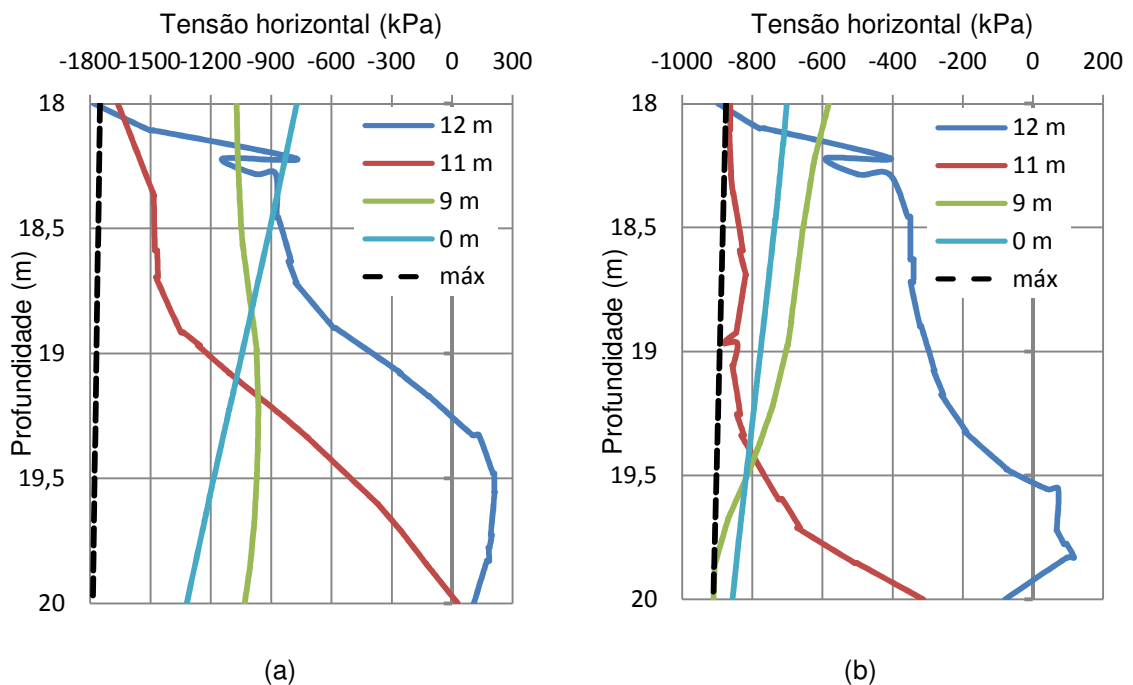


Figura 5.6- Tensão horizontal, no final da escavação, de cálculos com redução da resistência e rigidez: a) cálculo R1_6; b) cálculo R1_7.

É claramente perceptível a diferença da tensão horizontal existente na laje de *Jet Grout* para cálculos em que apenas foram reduzidas as propriedades de resistência e para cálculos em que também foram reduzidas as propriedades de rigidez. Nos primeiros a tensão mobilizada é superior, no entanto a diferença tende a ser menor quanto menos resistente é a laje.

Aspecto interessante a referir é a plastificação quase total da laje no cálculo “R1_7”, conforme atesta a Figura 5.6b, facto que mesmo assim não a levou a atingir o colapso. Neste cálculo a transição para a completa “horizontalidade” da laje efectua-se de modo bastante rápido tirando-se assim partido do máximo potencial da laje.

Apesar de não serem representadas as mesmas secções é interessante comparar a Figura 5.7 com a Figura 4.12. A grande diferença está relacionada com o valor da tensão em cada secção, que conforme foi exposto na Figura 5.5 é inferior nos cálculos em que é reduzida simultaneamente a resistência e a rigidez.



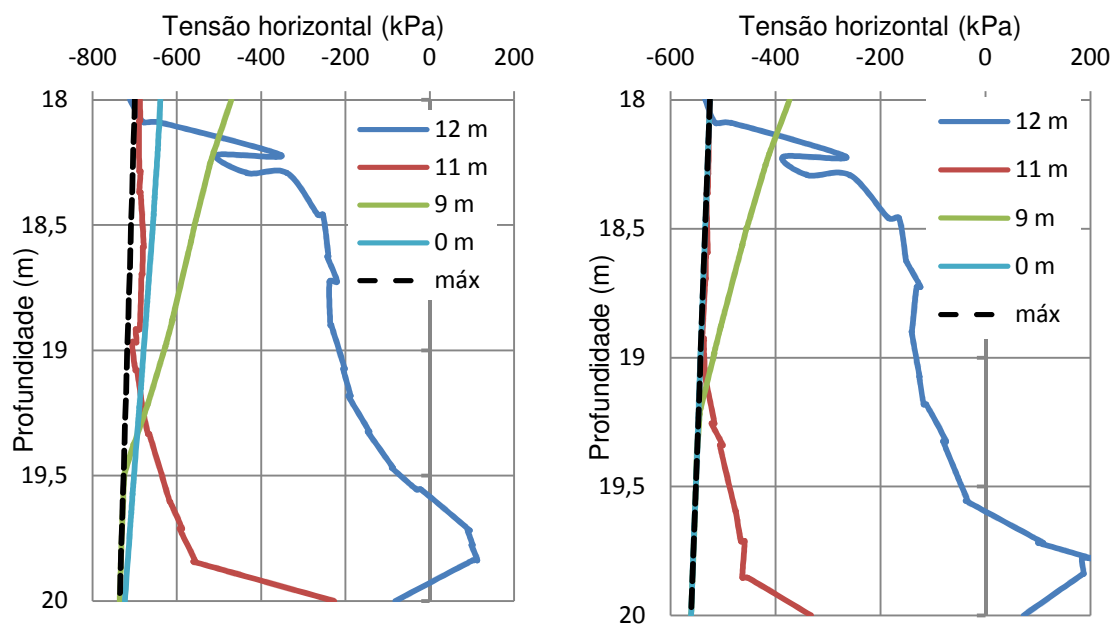


Figura 5.7 - Tensão horizontal na laje de *Jet Grout*, no final da escavação, em diversas secções: a) cálculo R1_2; b) cálculo R1_3; c) cálculo R1_4; d) cálculo R1_5.

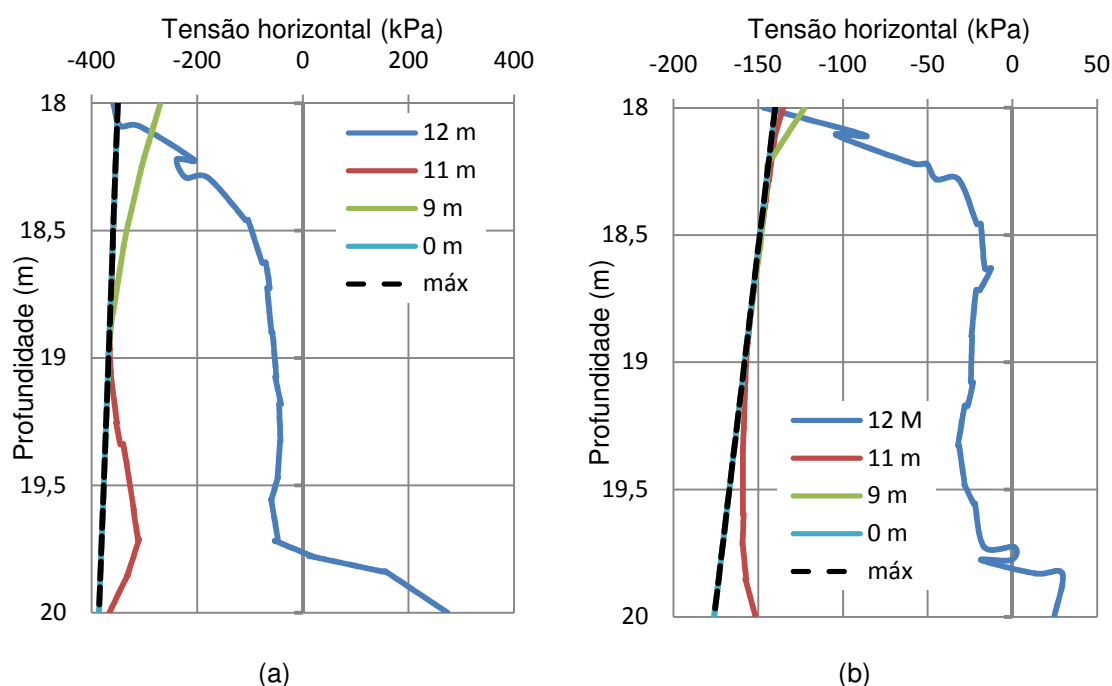


Figura 5.8 - Tensão horizontal na laje de *Jet Grout*, no final da escavação, em diversas secções: a) cálculo R1_6; b) cálculo R1_7.

Nos cálculos “R1_6” e “R1_7” da Figura 5.8, a tensão horizontal na laje alcança o valor máximo de uma forma mais precoce, isto é em secções mais próximas da parede de contenção, isso é evidente pela comparação da tensão nas secções dos 11 m, 9 m e eixo de simetria (0 m) das Figura 5.7 e 5.8.

As tensões de tracção ao longo da secção dos 12 m estão relacionadas com a falta de contacto, na interface, entre a laje de *Jet Grout* e a parede de contenção. Assim, quanto mais rígida e resistente é a

laje maior é a fissuração na zona inferior (identificável pela presença de pontos de tracção na Figura 5.3). Esta fissuração está também relacionada com a curvatura acentuada desenvolvida entre as secções dos 12 m e 11,5 m (Figura 11).

Na Figura 5.9 são apresentados os valores da tensão horizontal e da tensão tangencial no elemento de junta para alguns dos cálculos em que as diferenças são mais significativas. Conforme já tinha sido referido, nas análises em que as propriedades da laje são mais resistentes não há mobilização de tensão de compressão junto da base da laje, do mesmo modo as tensões tangenciais são nulas.

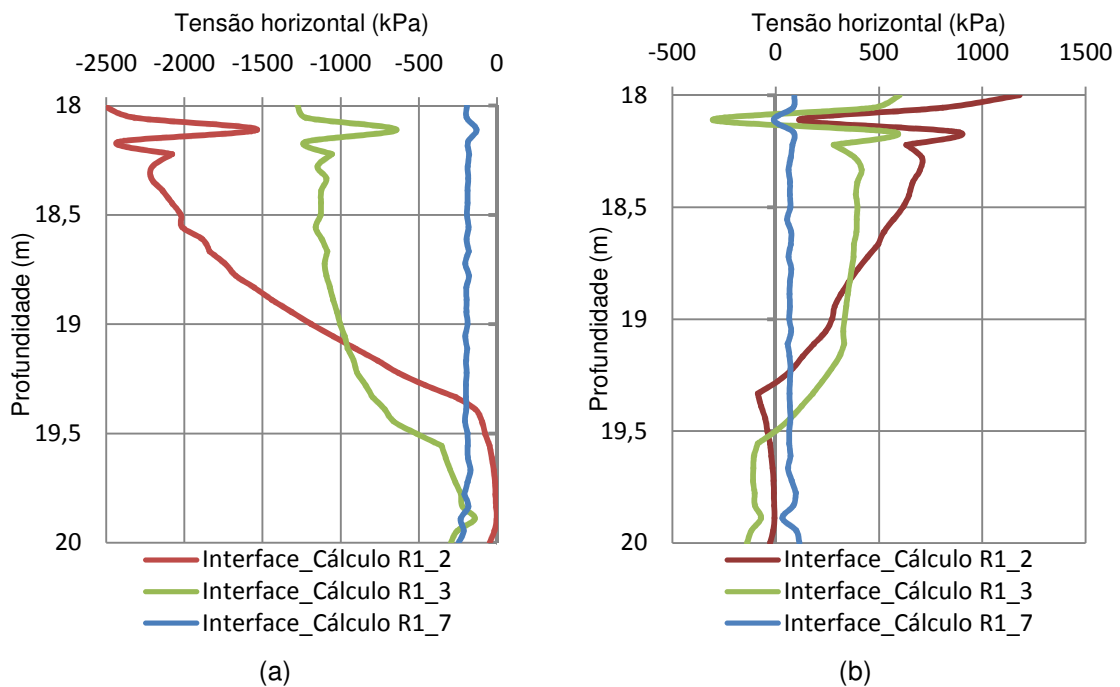


Figura 5.9 - Tensões na interface laje - parede de contenção, no final da escavação, para os cálculos R1_2, R1_3 e R1_7; a) tensão horizontal; b) tensão tangencial.

A transição, inicia-se do cálculo “R1_2” para “R1_3”. No entanto a tensão permanece com um valor ainda reduzido, que leva ainda ao aparecimento de tensões de tracção nas secções de laje adjacentes à parede de contenção. A transição e a mobilização de tensões tangenciais positivas, podem estar relacionadas com a flexão mais pronunciada da curvatura do cálculo “R1_3”, apresentada na Figura 11.

O cálculo R1_7 é o único em que as tensões de compressão e tangencial são praticamente constantes, ao longo da interface. Este facto pode ser explicado pela Figura 11, onde a elevada tensão de compressão e o aspecto da deformada são as principais responsáveis.

A evolução e o valor da tensão tangencial nas diversas secções da laje não são significativamente alterados relativamente ao apresentado no capítulo anterior. Há apenas a referir que para o cálculo “R1_5” não é alcançada a tensão tangencial máxima em nenhuma secção (ao contrário do que se sucedeu no mesmo cálculo em que apenas foi reduzida a resistência (capítulo 4), que motivou a rotura da laje).

Na presente abordagem apenas nos dois cálculos finais (“R1_6” e “R1_7”) foi alcançada a tensão tangencial máxima, conforme ilustra a Figura 10. Apesar disso não ocorreu a ruptura da laje, talvez

pelo facto de nestes cálculos, e principalmente na secção dos 12 m, a tensão de compressão ser próxima de zero (ver Figura 5.8). Assim sendo, confirma-se que a redução simultânea da resistência e da rigidez permite um ajuste interno da mistura solo - cimento não ocorrendo rotura da laje por muito baixas que sejam as suas propriedades de resistência e de rigidez.

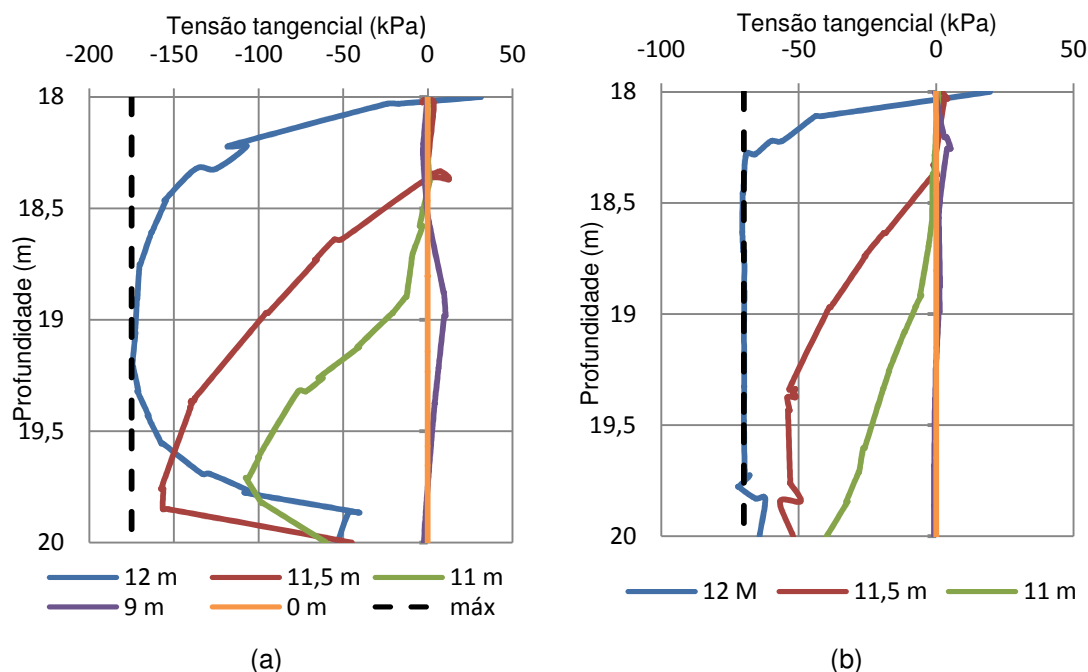


Figura 10 - Tensão tangencial na laje de *Jet Grout*, no final da escavação, em diversas secções: a) cálculo R1_6; b) cálculo R1_7.

A Figura 11 apresenta as linhas de deformada dos três cálculos já referidos na Figura 5.9. Esta figura pretende apenas ser uma explicação dos valores presentes na Figura 5.9.

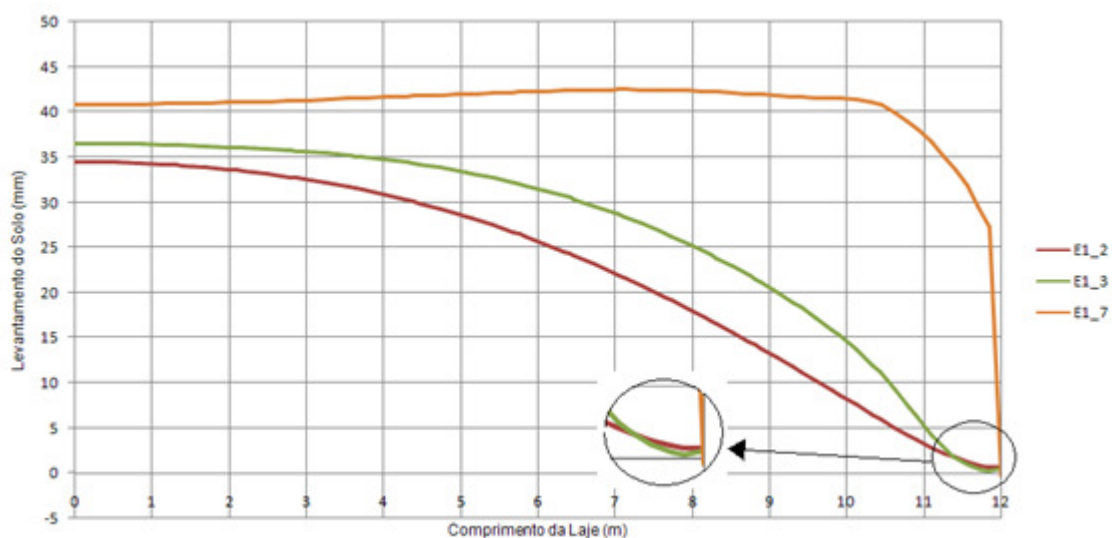


Figura 11 - Pormenor da deformada da laje de *Jet Grout*, no final da escavação, para os cálculos R1_2, R1_3 e R1_7.

5.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo foram realizados um conjunto de cálculos, para a Escavação E1, em que se procedeu à redução simultânea da rigidez e resistência da laje de *Jet Grout*. As principais conclusões a retirar são:

- há, relativamente aos cálculos em que apenas é reduzida a propriedade resistente, um aumento superior a 15% nos deslocamentos horizontais da parede de contenção. O valor sobe para 30% no cálculo “R1_2” (50% das propriedades do cálculo base);
- para a mesma percentagem de redução de propriedades relativamente ao cálculo base, conclui-se que para estes cálculos a tensão de compressão na laje é inferior à dos cálculos do subcapítulo 4.3, atingindo por isso, a tensão de compressão máxima em cálculos com propriedades mais fracas;
- apesar de ser atingida a tensão tangencial máxima, junto da parede de contenção, a partir do cálculo R1_6 (10% das propriedades) não se verifica o colapso da laje. Na verdade o facto da tensão de compressão ser bastante baixa pode permitir um determinado rearranjo interno que impede o colapso da laje.

6

ESTUDO DA INTRODUÇÃO DE DOIS NÍVEIS DE SOLO TRATADO.

6.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior foi estudado, para além do comportamento de uma escavação auxiliada no processo de escoramento por uma laje de *Jet Grout* admitida imediatamente abaixo da base de escavação, o próprio comportamento da laje em termos de tensões nomeadamente o modo de ruptura e a ligação com a parede de contenção.

O comportamento de escavações idênticas à citada é fortemente dependente de diversos factores, como por exemplo:

- o posicionamento do solo tratado;
- a profundidade a que se encontra o estrato firme;
- a profundidade de escavação;
- as propriedades dos maciços envolvidos pela escavação;
- as condições de apoio do pé da cortina;
- a rigidez da cortina;
- o pré-esforço utilizado no escoramento;
- o faseamento construtivo;
- as características do solo tratado.

O objectivo desta nova análise prende-se com a ambição de alargar um pouco a latitude do problema. Assim, no estudo presente neste capítulo faz-se variar os três primeiros factores citados anteriormente. Para tal, e de acordo com o Quadro 6.1, foram consideradas cinco diferentes profundidades de escavação num estrato de solos moles de 40 m de possança.

Optou-se por colocar duas lajes de *Jet Grout* sendo que uma delas é posicionada, em qualquer uma das escavações, imediatamente abaixo da base da escavação. O posicionamento da segunda laje é variável e é esse o objecto de estudo em cada série de cálculos.

No subcapítulo 6.3 o objectivo dos cálculos realizados é o de obter dois critérios para a localização da segunda laje independentemente da profundidade de escavação (seguidamente identificada por “laje móvel” ou “laje variável”). Um dos critérios (critério deslocamentos) apresenta a melhor localização da laje referida tendo em conta os menores deslocamentos horizontais da parede de contenção, assentamentos do solo à superfície e distorções angulares. O outro critério (critério esforços) está relacionado com a obtenção dos menores esforços de momento flector e transversal, na parede de contenção.

Apesar dos cálculos serem apresentados no subcapítulo 6.3, dos critérios são patentes no subcapítulo 6.5 - Conclusão.

No subcapítulo 6.4 são realizados um conjunto de cálculos em que o objectivo é o de comparar, para a mesma escavação, os deslocamentos e esforços com a realização de um e dois níveis de solo tratado por *Jet Grouting*. Das análises realizadas são extraídos um conjunto de conclusões que elucidam as diferenças.

Quadro 6.1 - Características gerais das escavações estudadas.

Escavação	Prof. (m)	Esp. de solo aluvionar (m)	N.º de níveis do sistema de escoramento	Espessura da parede moldada (m)	Posicionamento da laje fixa (m)
E 12	12	40	2	1,0	12 a 14
E 18	18		3	1,0	18 a 20
E 26	26		5	1,2	26 a 28
E 32	32		7	1,2	32 a 34
E 38	38		9	1,2	38 a 40

Conforme foi referido, uma das principais ambições destes estudos é a de conseguir estabelecer dois critérios para o posicionamento da “laje variável”. Para tal o procedimento tomado foi o de efectuar um varrimento em profundidade do posicionamento da “laje móvel”, quer acima quer abaixo da base de escavação. Nos casos em que a laje foi colocada acima da base de escavação final, adoptou-se o critério de a situar imediatamente abaixo de uma das plataformas intermédias de escavação. Este aspecto tem grande importância uma vez que, com o prosseguimento da escavação, e desactivação da laje, ocorre grande libertação de tensões que são absorvidas pelo nível de escoras mais próximo. Caso a laje fosse colocada parcial ou totalmente acima da plataforma intermédia de escavação, a sua desactivação iria acontecer num momento prévio à activação do nível de escoras subsequente à fase de escavação. Este facto iria proporcionar um deslocamento da parede de contenção superior ao que ocorreria caso a mesma laje fosse posicionada abaixo de uma plataforma intermédia de escavação. Este é um assunto explorado no subcapítulo 6.3.6.

Note-se que as características utilizadas para o solo tratado são as mesmas do capítulo anterior, ou seja um módulo de deformabilidade de 1 GPa e uma resistência à compressão de 3,5 MPa. Foi admitido para a ligação solo tratado - parede de contenção uma interface puramente atrítica com $\delta=25^\circ$.

6.2. CARACTERIZAÇÃO DAS ESCAVAÇÕES ESTUDADAS

Como foi referido, o maciço analisado é agora composto por uma maior espessura de solos argilosos, com o substrato miocénico localizado a 40 m de profundidade. As características das diversas camadas fictícias que compõem o estrato aluvionar representam um prolongamento das condições geológico-geotécnicas dos solos presentes na estação Terreiro do Paço. A evolução em profundidade de c_u e E_u respeita as equações 6.1 e 6.2, respectivamente.

$$c_u = 0,165\sigma'_{v0} + 27,34 \quad (6.1)$$

$$E_u = 400c_u \quad (6.2)$$

A Figura 6.1 representa o maciço introduzido no programa de cálculo automático PLAXIS® e o Quadro 6.2 contém as características físicas e mecânicas dos diversos estratos. O nível freático foi admitido a 1,5 m da superfície. Os dois níveis de solo tratado não são representados, pois a sua posição varia consoante a escavação estudada. No entanto, as suas características são apresentadas no mesmo quadro. Tal como no capítulo anterior a espessura deste tratamento é de 2 m.

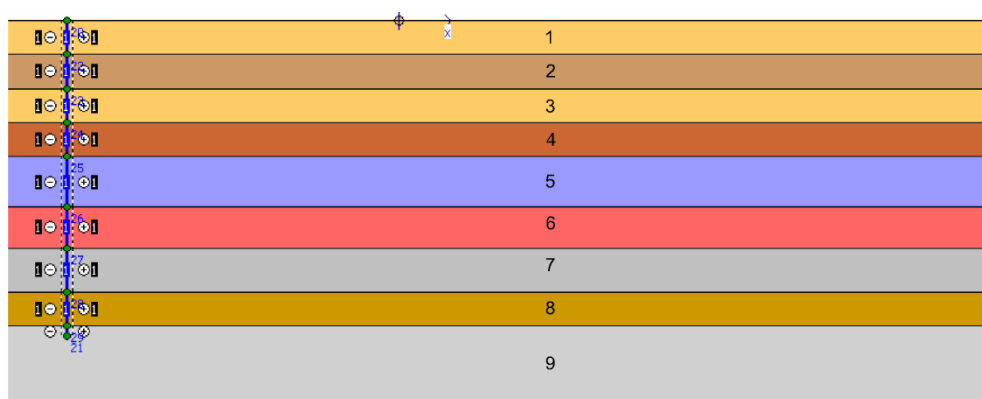


Figura 6.1 - Novo maciço com 40 m de espessura de estrato aluvionar

Quadro 6.2 - Características físicas e mecânicas dos diversos estratos que compõem o maciço estudado.

Estrato	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (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
Jet Grout	variável	18	1750	1000000	0,35

Para este maciço estudaram-se cinco escavações com diferentes profundidades (apresentadas no Quadro 6.1), com as seguintes siglas E12, E18, E26, E32 e E38, sendo de notar que o segundo elemento da sigla se refere à profundidade escavada.

O Quadro 6.3 contém as características do sistema de escoramento para as diversas escavações.

Quadro 6.3 - Características do sistema de escoramento para as escavações E12, E18, E26, E32 e E38.

Escavação		Níveis do Escoramento								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
E12	EA (MN)	2656 3984	3494 5241	-	-	-	-	-	-	-
E18	EA (MN)	2656	3494 5241	3824 6118	5389 8622	-	-	-	-	-
E26	EA (MN)	2656	3494 5241	3824 6118	5389 8622	5389 8622	-	-	-	-
E32	EA (MN)	2656	3494 5241	3824 6118	5389 8622	5389 13000	5389 14417	3824 14417	-	-
E38	EA (MN)	2656	3494 5241	3824 6118	5389 8622	5389 14417	5389 14417	5389 14417	5389 14417	3824 14417

Para cada uma das escavações estudadas usou-se um diferente sistema de escoramento, quer em número de elementos quer nas suas propriedades. O Quadro 6.3 apresenta para os diversos níveis constituintes do escoramento das escavações a rigidez axial introduzida no programa de elementos finitos. É de realçar que na maior parte dos níveis se apresentam dois valores de rigidez axial diferentes para a mesma escavação. Isto deve-se ao facto de se terem realizado diversos cálculos em que a segunda laje de solo tratado foi posicionada acima da base de escavação e imediatamente abaixo de um nível de escoramento. Nestes casos foi necessário aumentar a rigidez do nível de escoramento pois, como foi referido, a desactivação da laje proporciona grande libertação de tensões acumuladas e consequentemente o aumento da força no nível de escoras mais próximo.

As características da parede moldada, introduzidas no programa de cálculo, encontram-se expressas no Quadro 6.4. É de notar que a parede de contenção apresenta um comprimento de 46,5 m, penetrando, desta forma, 6,5 m no substrato miocénico.

Quadro 6.4 - Características da parede de contenção introduzidas no programa PLAXIS[®]

	Escavações	
	E12 e E18	E 26, E32 e E38
Espessura (m)	1	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 para as diversas escavações constitui um “prolongamento” do faseamento da escavação E1 abordada no capítulo 3 do presente trabalho.

As diversas fases encontram-se ilustradas no Quadro 6.5. As várias etapas de escavação servem de referência ao posicionamento da “laje móvel” acima da base de escavação. O seu posicionamento inferiormente a este limite não seguiu qualquer critério, tendo sido estudadas diferentes profundidades e analisado o comportamento dos deslocamentos horizontais da parede de contenção, caso a caso.

Quadro 6.5- Faseamento construtivo para as escavações E12, E18, E26, E32 e E38

	Fase construtiva	Escavações afectadas				
		E12	E18	E26	E32	E38
1	Instalação da parede moldada e do tratamento do solo	✓	✓	✓	✓	✓
2	Escavação até 2,4 m de profundidade	✓	✓	✓	✓	✓
3	Introdução do 1.º nível de escoramento com eixo a 1,8 m de profundidade	✓	✓	✓	✓	✓
4	Escavação até 8,5 m de profundidade	✓	✓	✓	✓	✓
5	Introdução do 2.º nível de escoramento com eixo a 7,3 m de profundidade	✓	✓	✓	✓	✓
6	Escavação até 12 m de profundidade	✓	x	x	x	x
	Escavação até 13,7 m de profundidade	x	✓	✓	✓	✓
7	Introdução do 3.º nível de escoramento com eixo a 12,5 m de profundidade	x	✓	✓	✓	✓
8	Escavação até 18 m de profundidade	x	✓	x	x	x
	Escavação até 18,6 m de profundidade	x	x	✓	✓	✓
9	Introdução do 4.º nível de escoramento com eixo a 17,4 m de profundidade	x	x	✓	✓	✓
10	Escavação até 22 m de profundidade	x	x	✓	✓	✓
11	Introdução do 5.º nível de escoramento com eixo a 20,5 m de profundidade	x	x	✓	✓	✓
12	Escavação até 26 m de profundidade	x	x	✓	✓	✓
13	Introdução do 6.º nível de escoramento com eixo a 24,5 m de profundidade	x	x	x	✓	✓
14	Escavação até 29,5 m de profundidade	x	x	x	✓	✓
15	Introdução do 7.º nível de escoramento com eixo a 28,3 m de profundidade	x	x	x	✓	✓
16	Escavação até 32 m de profundidade	x	x	x	✓	✓
17	Introdução do 8.º nível de escoramento com eixo a 31,5 m de profundidade	x	x	x	x	✓
18	Escavação até 36 m de profundidade	x	x	x	x	✓
19	Colocação do 9.º nível de escoras a 34,8 m	x	x	x	x	✓
20	Escavação até 38 m de profundidade	x	x	x	x	✓

6.3. OBTENÇÃO DE DOIS CRITÉRIOS PARA O MELHOR POSICIONAMENTO DA “LAJE MÓVEL”

6.3.1. ESCAVAÇÃO E12

Nesta escavação, com cerca de 28 m de espessura de estrato argiloso abaixo da base de escavação, foram simuladas seis alternativas de posicionamento da “laje móvel”: duas delas acima da base de escavação final, correspondentes às fases de escavação previamente estabelecidas no Quadro 6.5, e três abaixo da base de escavação final.

De acordo com a Figura 6.2, conclui-se que o deslocamento horizontal da parede é menor nas hipóteses em que o tratamento é colocado abaixo da base de escavação. Para as duas hipóteses de tratamento mais superficiais, o deslocamento da cortina é minorado no topo e atinge o máximo à profundidade de

25 m. À medida que se progride em profundidade com o posicionamento da laje conclui-se que o deslocamento máximo abaixo da base de escavação diminui, alcançando quando a laje se situa entre os 20 m e 22 m uma situação em que o deslocamento é praticamente equivalente abaixo e acima da base de escavação.

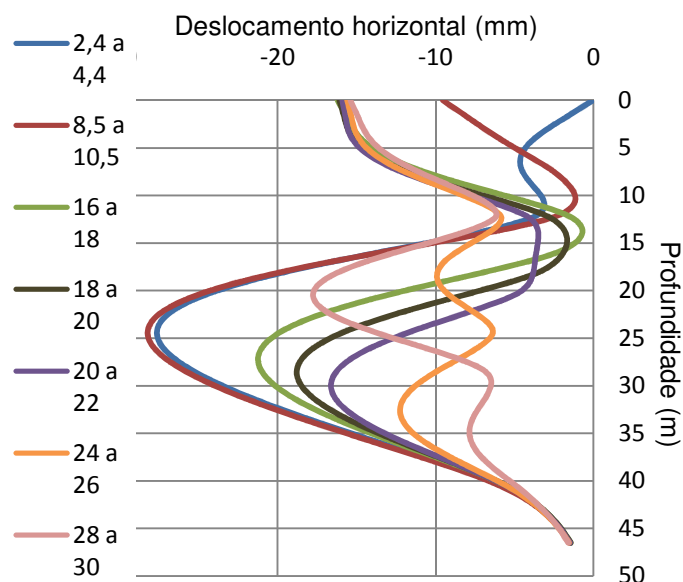


Figura 6.2 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E12.

O melhor posicionamento da laje é obtido entre os 24 m e 26 m, sendo que neste caso o deslocamento máximo horizontal da parede de contenção se verifica à superfície. O aumento em profundidade do posicionamento da laje para além do limite referido anteriormente conduz ao deslocamento máximo da parede localizado entre o posicionamento das duas lajes.

Analisando os assentamentos da superfície suportada, iguais conclusões se retiram. O aumento em profundidade da segunda laje conduz a menores assentamentos do solo, atingindo um limite a partir do qual esse aumento produz efeitos contrários, conforme atesta a Figura 6.3

Repare-se ainda que para os casos em que a laje está posicionada entre 2,4 - 4,4 m e 8,5 - 10,5 m, os efeitos do maior deslocamento horizontal da parede de contenção se reflectem num efeito, a maior distância da parede de contenção, dos assentamentos do solo suportado.

Particularmente para a simulação do posicionamento da laje entre 2,4 - 4,4 m, o levantamento de 4,5 mm de solo junto da parede de contenção reflecte o deslocamento quase nulo do topo da parede de contenção.

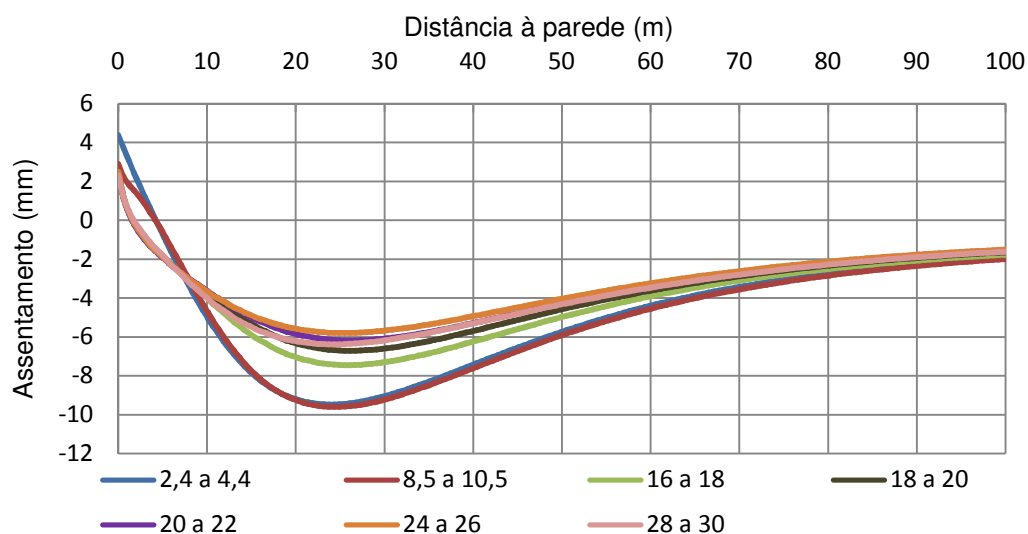


Figura 6.3- Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da “laje móvel” na Escavação E12.

O Quadro 6.6 apresenta o integral das curvas de deslocamento horizontal da parede de contenção, presentes na Figura 6.2. Confirma-se assim que nesta escavação a localização ideal da segunda laje de *Jet-Grout* é entre os 24 m e 26 m de profundidade. Caso fosse realizado pré-esforço no primeiro e no segundo nível de escoramento o deslocamento máximo horizontal, junto ao topo da cortina, poderia ser minorado, reduzindo-se ainda mais o volume de solo deslocado.

Quadro 6.6 - Influência do posicionamento da laje de solo tratado no volume de solo deslocado atrás da cortina, para a Escavação E12.

Posição da laje (m)	2,4 a 4,4	8,5 a 10,5	16 a 18	18 a 20	20 a 22	24 a 26	28 a 30
Volume deslocado (m ³ /m)	0,585	0,605	0,515	0,474	0,445	0,423	0,454

6.3.2. ESCAVAÇÃO E18

Para a escavação de 18 m de profundidade procedeu-se de modo semelhante ao cálculo anterior.

Foi definida uma laje de *Jet Grout* imediatamente sob a base de escavação, ou seja localizada entre os 18 m e os 20 m de profundidade. Seguidamente, foram testados diversos níveis de posicionamento de uma segunda laje.

De acordo com os resultados pouco favoráveis da escavação E12 para o posicionamento da laje entre os 2,4 e 4,4 m, decidiu-se não realizar essa simulação na presente escavação. Assim sendo, foram realizados dois cálculos acima da base de escavação e quatro abaixo.

Na Figura 6.4 são apresentados os deslocamentos horizontais da parede de contenção para os diversos cálculos realizados.

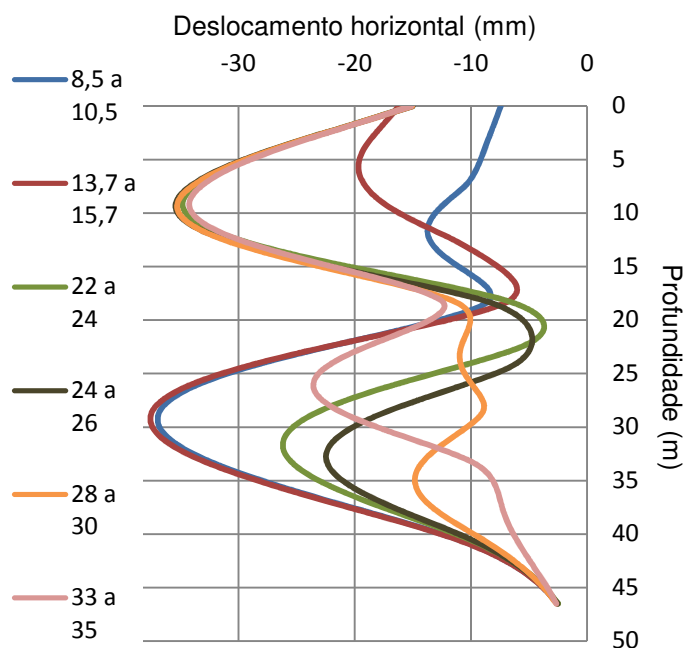


Figura 6.4 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E18.

O posicionamento da laje móvel acima da base de escavação, permite a redução dos deslocamentos nesta zona, sendo assim máximos abaixo daquele limite. Pelo contrário, o posicionamento desta laje abaixo da base de escavação acarreta um crescimento dos deslocamentos na zona superior (ver cálculos “22-24” e “24-26” da Figura 6.4).

O menor deslocamento da parede de contenção é alcançado quando a segunda laje está localizada entre os 28 e os 30 m de profundidade. Neste cálculo os deslocamentos são bastante reduzidos abaixo da base de escavação e máximos acima desse limite. No entanto, no geral esta é a localização que possibilita melhores resultados. O posicionamento da zona de tratamento a uma cota mais próxima da base final de escavação não se traduz em vantagem em termos de deslocamentos, como se pode comprovar pela análise “33-35” da Figura 6.4.

O Quadro 6.7 resume de forma expedita as conclusões tecidas anteriormente. É possível verificar que a localização acima da base escavação, mais concretamente entre os 8,5 e 10,5 m de profundidade, também revela bons resultados, proporcionando uma contenção adequada da parede moldada.

Quadro 6.7 - Influência do posicionamento da laje de solo tratado no volume de solo deslocado atrás da cortina, para a Escavação E18.

Posição da laje (m)	8,5 a 10,5	13,7 a 15,7	22 a 24	24 a 26	28 a 30	33 a 35
Volume deslocado (m ³ /m)	0,805	0,883	0,863	0,822	0,773	0,827

Atesta-se, à semelhança dos resultados apresentados anteriormente, que para o cálculo “8,5-10,5” e “13,7-15,7” da Figura 6.4 o menor deslocamento da parede acima da base de escavação se traduz em

menores acentamentos do solo à superfície (presentes na Figura 6.5), até a um limite que corresponde a 10 m de afastamento da parede de contenção. A partir dessa distância o valor do assentamento supera o dos cálculos em que a laje é admitida abaixo da base de escavação.

Conclui-se assim que para além de, na presente escavação, os menores assentamentos do solo serem obtidos quando a laje está posicionada abaixo da base de escavação, é para o posicionamento da laje entre os 28 m e 30 m que os valores apresentados são mais favoráveis.

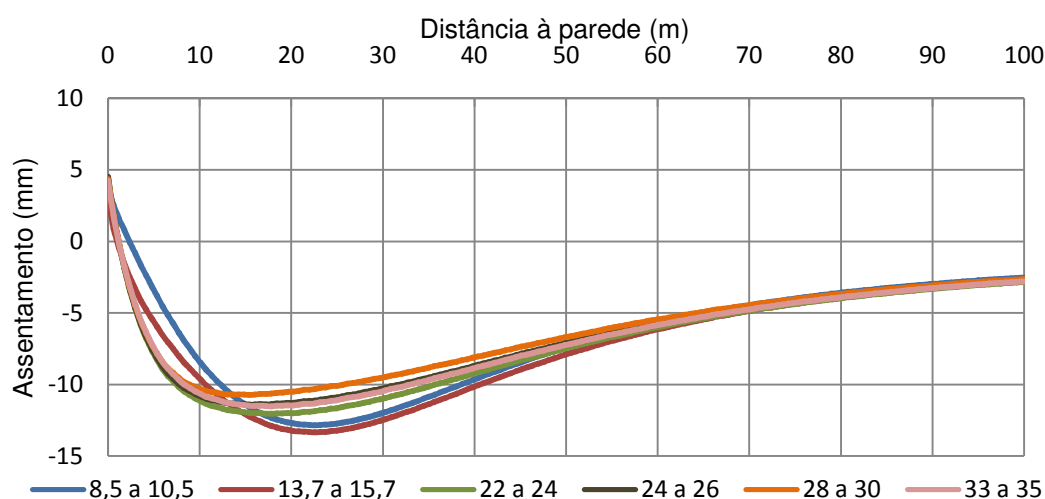


Figura 6.5 - Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da “laje móvel” na Escavação E18.

Na Figura 6.6 são apresentados os valores da distorção angular (α) para as diversas localizações da segunda laje de *Jet Grout*. Nela é possível concluir que nos cálculos em que o assentamento, junto da parede de contenção, é superior (cálculo “24-26”, “28-30” e “33-35”) a distorção angular é também maior. Contudo o seu valor decresce de forma bastante rápida, sendo que, a cerca de 12 m da parede de contenção as distorções são praticamente nulas.

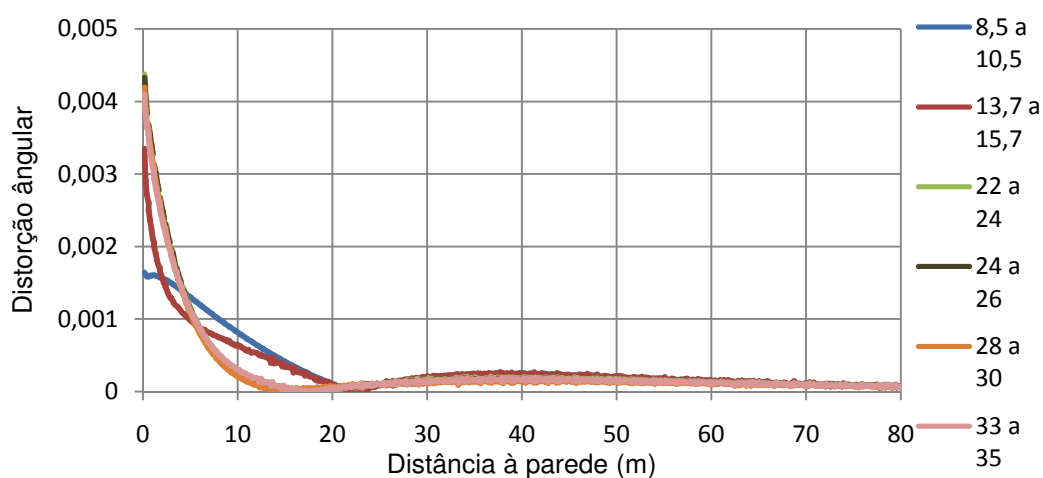


Figura 6.6 - Distorções angulares, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da “laje móvel” na Escavação E18.

Verifica-se assim que com a localização da segunda laje abaixo do fundo de escavação o máximo assentamento de superfície ocorre mais próximo da parede de contenção, comparativamente com as soluções que incorporam esta laje acima da base de escavação. Esta diferença é de cerca de 7 m. Isto ocorre porque quando a laje 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.

De acordo com as distorções angulares apresentadas, a simulação da laje entre os 28 m e 30 m é a mais favorável, uma vez que os posicionamentos da laje abaixo da base de escavação revelam uma menor distorção do solo, principalmente nos 20 m após a parede de contenção.

Relativamente aos esforços na parede de contenção, observa-se nas Figura 6.7 e 6.8 os gráficos com o desenvolvimento dos esforços de momento flector e esforço transversal ao longo da parede de contenção. Nas duas figuras o gráfico da esquerda representa as localizações da “laje móvel” acima da base de escavação e o da direita abaixo desse limite.

A análise das Figura 6.7 e 6.8 revela que a localização da laje acima da base de escavação leva à alteração dos esforços apenas acima deste limite. A partir dos 18 m de profundidade, as duas linhas do gráfico da esquerda permanecem coincidentes.

Quando a laje é localizada abaixo da base de escavação a situação inverte-se: acima os esforços são comuns e abaixo são bastante alterados. Nestes casos o momento máximo negativo ocorre acima da base de escavação próximo do 3º nível de escoramento. O momento máximo negativo é sempre verificado imediatamente abaixo da base de escavação, ou seja à profundidade a que está localizada a “laje fixa”.

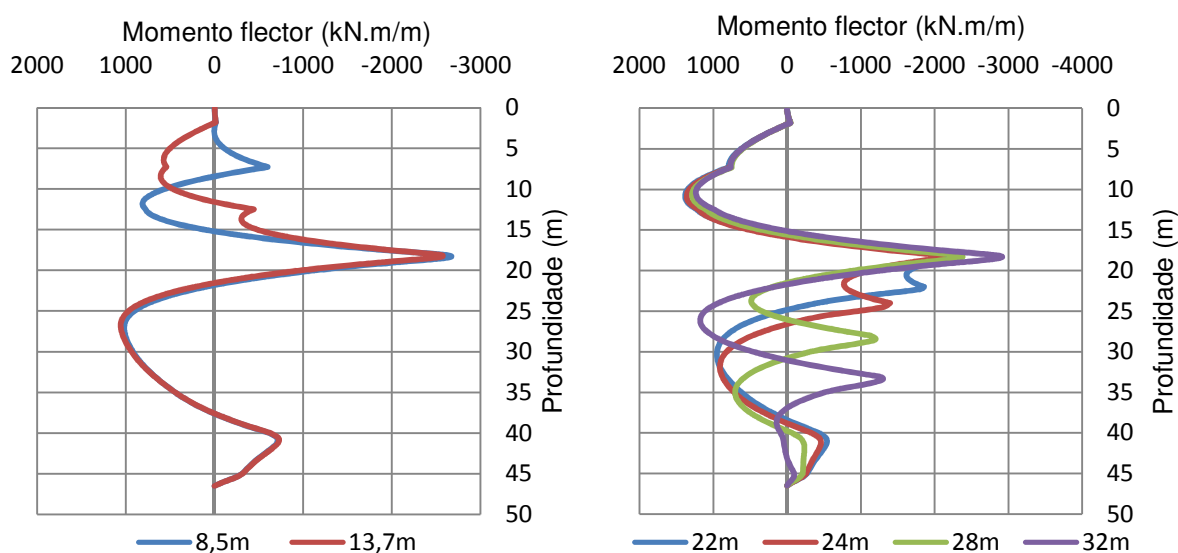


Figura 6.7 - Diagrama de momento flector na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E18.

Relativamente ao esforço transversal, a diferença entre valores de dimensionamento para as várias simulações efectuadas é bem menos significativa, constatando-se uma diferença de cerca de 15% entre

o valor máximo (correspondente ao posicionamento da “laje variável” entre os 32 m e 34 m) e o mínimo (posicionamento da “laje variável” entre 13,7 m e 15,7 m).

Tal como nos momentos flectores, para qualquer uma das simulações, os valores máximos de esforço transverso são identificados entre os 18 m e 20 m de profundidade, logo coincidem com a localização da “laje fixa” abaixo da base de escavação.

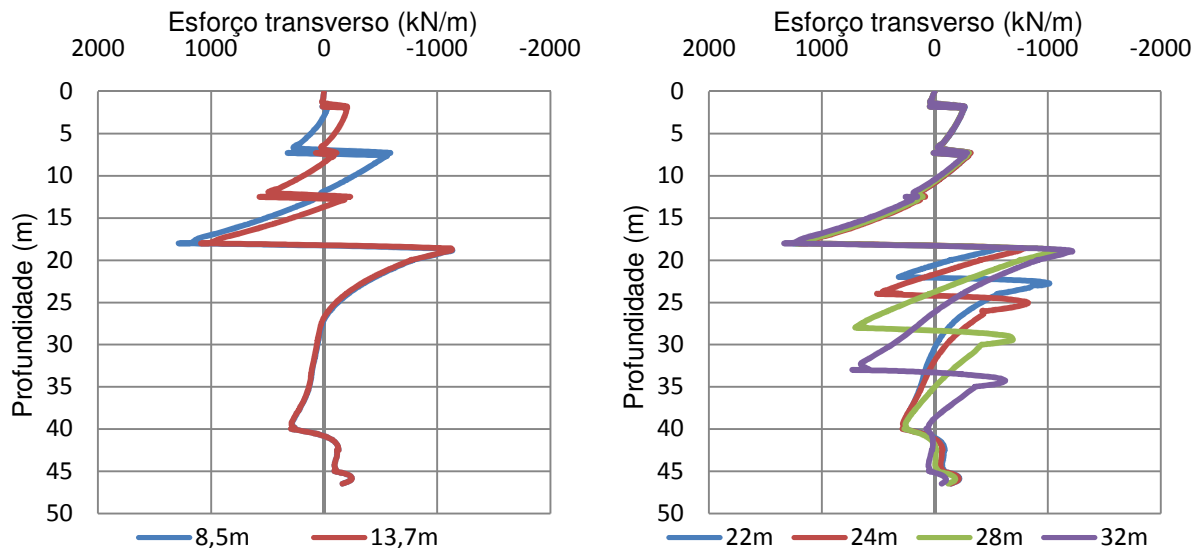


Figura 6.8 - Diagrama de esforço transverso na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E18.

O Quadro 6.8 resume os valores de dimensionamento do esforço transverso e momento flector para os vários posicionamentos da laje. Verifica-se que é para a localização da laje entre os 13,7 m e 15,7 m que se atinge o menor esforço transverso na parede de contenção. No entanto, o menor momento é obtido para a laje entre os 24 m e os 26 m de profundidade. A escolha da melhor localização tendo em conta o critério dos esforços desenvolvidos na parede de contenção recai sobre a localização da laje entre os 24 m e 26 m de profundidade, por apresentar o menor momento flector e o segundo menor esforço transverso.

Quadro 6.8 - Valores absolutos de momento e esforço transverso máximos, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E18.

	Localização da "laje móvel"					
	8,5 m – 10,5 m	13,7 m – 15,7 m	22 m – 24 m	24 m – 26 m	28 m – 30 m	32 m – 34 m
$M_{\text{máx}}$ (kN.m/m)	2672	2569	2278	2111	2380	2915
$V_{\text{máx}}$ (kN/m)	1277	1132	1247	1200	1229	1328

São apresentados no Quadro 6.9 os cálculos seleccionados, para a Escavação E18, de acordo com os critérios deslocamentos e esforços.

Quadro 6.9 - Cálculos seleccionados na Escavação E18 para o critério deslocamentos e esforços.

	Critério	
	deslocamentos	esforços
Posicionamento da "laje intermédia"	28 m - 30 m	24 m - 26 m

6.3.3. ESCAVAÇÃO E 26

Nesta escavação a profundidade escavada aumenta para 26 m e, conseqüentemente, reduz-se a espessura de solos moles sob a base de escavação, para 14 m. Tal como nos cálculos anteriores foi definida uma laje de *Jet Grout* imediatamente abaixo da base de escavação, ou seja entre os 26 m e os 28 m de profundidade. Seguidamente, foram testados diversos níveis de posicionamento de uma segunda laje. Em quatro desses cálculos a laje foi simulada acima da base da escavação, nos outros dois foi posicionada inferiormente.

A Figura 6.9 apresenta os deslocamentos horizontais da parede de contenção.

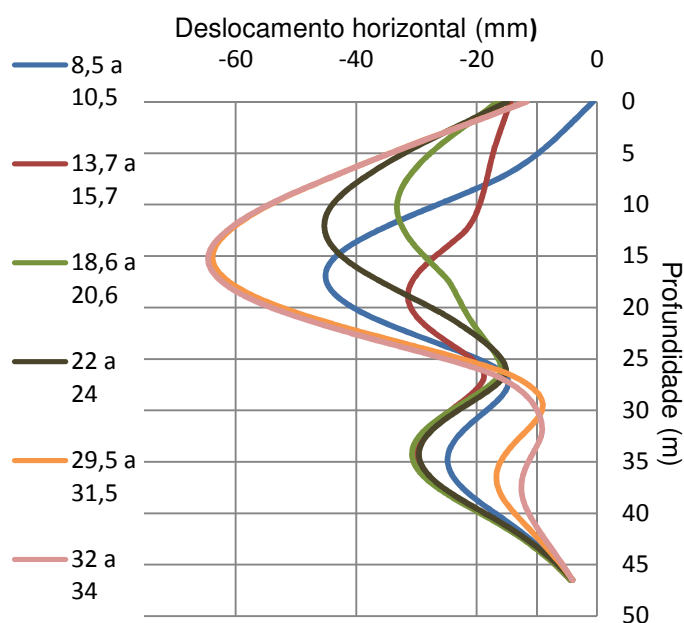


Figura 6.9 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E26.

Pelo exame das curvas de deslocamentos da Figura 6.9 a primeira conclusão a retirar é o completo desajuste das simulações ("29,5-31,5" e "32-34"), uma vez que o deslocamento horizontal da parede acima do limite de escavação é extremamente elevado e sobejamente superior ao dos restantes cálculos em que a laje é colocada acima do limite referido. Ou seja, o aumento do deslocamento acima da base de escavação, não é de forma alguma compensado pela redução de deslocamento abaixo do limite de escavação, motivado pelo posicionamento da laje abaixo deste limite.

Pela análise da Figura 6.9 o cálculo que melhor cumpre o critério dos deslocamentos é o “13,7-15,7”, pois o deslocamento horizontal apresenta-se quase uniforme ao longo de toda a escavação.

Na simulação “8,5-10,5” o deslocamento no topo da parede de contenção é praticamente nulo.

Pela análise do Quadro 6.10 confirma-se que a melhor localização para a segunda laje de tratamento é acima da base de escavação e entre os 13,7 m e 15,7 m de profundidade. No entanto, a simulação “8,5-10,5” também revela bons resultados.

Quadro 6.10 - Influência do posicionamento da laje de solo tratado no volume de solo deslocado atrás da cortina, para a Escavação E26.

Posição da laje (m)	8,5 a 10,5	13,7 a 15,7	18,6 a 20,6	22 a 24	29,5 a 30,5	32 a 34
Volume deslocado (m ³ /m)	1,03	1,01	1,09	1,24	1,39	1,38

As curvas da Figura 6.10, que apresentam os assentamentos à superfície do solo, confirmam as afirmações anteriores. O posicionamento da laje ligeiramente acima e abaixo da base de escavação acarreta deslocamentos francamente elevados e superiores ao de soluções em que a laje é colocada no terço superior da parede de contenção.

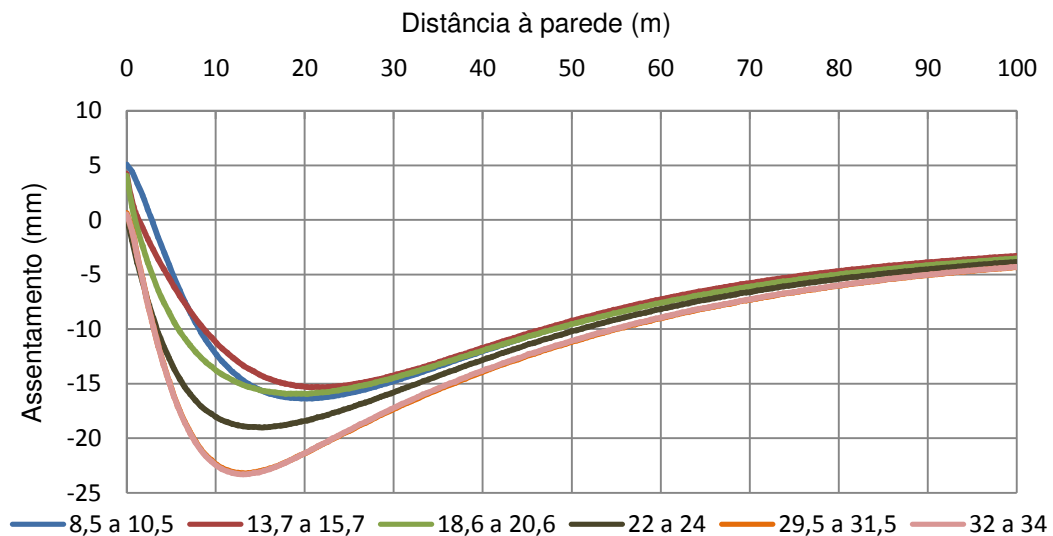


Figura 6.10 - Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da “laje móvel” na Escavação E26.

A solução “8,5-10,5”, devido ao deslocamento horizontal quase nulo da parede de contenção, apresenta-se como a mais vantajosa, em termos de assentamentos do solo, apenas nos 5 m iniciais de distância à parede de contenção. Dessa distância em diante a hipótese seleccionada “13,7–15,7” é sempre a mais vantajosa.

A Figura 6.11 apresenta as distorções angulares, na superfície, para as diferentes escavações.

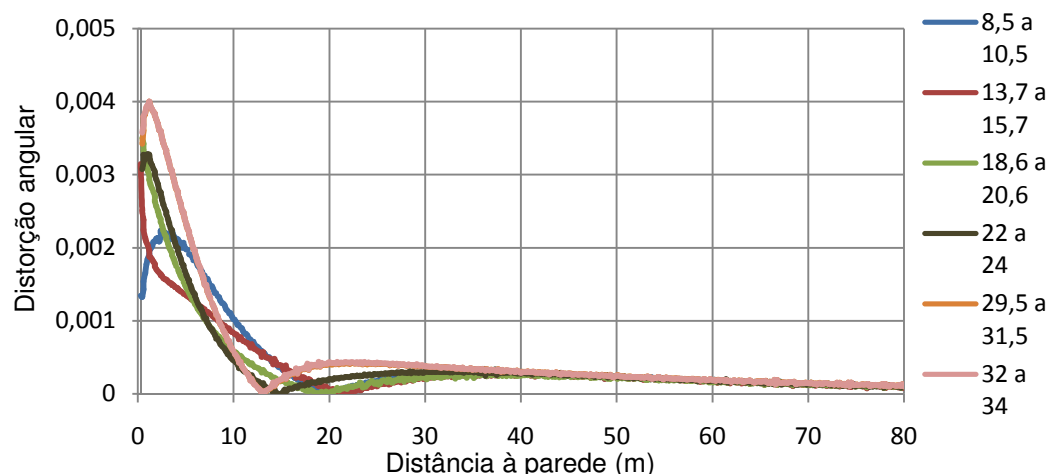


Figura 6.11 - Distorções angulares, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da “laje móvel” na Escavação E26.

Conclui-se que é para a hipótese de localização entre os 13,7 m e 15,7 m que as distorções angulares, logo os potenciais danos para os edifícios adjacentes à escavação, são menores. Pelo contrário a simulação “32-34” é a mais desajustada, apresentando distorções do solo superiores às das restantes simulações.

A partir dos 50 m de afastamento da parede de contenção, os valores de todas as soluções, encontram-se coincidentes.

No cálculo correspondente à cor azul da Figura 6.11 a distorção angular junto da parede moldada atinge um valor bastante reduzido, da ordem dos 0,0014 (1/715), possível de explicar pelo deslocamento aparentemente nulo da parede de contenção (ver Figura 6.9). Posteriormente o valor da distorção aumenta progressivamente à medida que o deslocamento horizontal também aumenta.

Conclui-se assim que para o posicionamento da “laje variável” entre os 13,7 m e os 15,7 m se obtêm os melhores resultados em termos de deslocamentos e assentamentos do solo.

Relativamente aos esforços desenvolvidos na parede de contenção, verifica-se pelas Figuras 6.12 e 6.13 que o desenvolvimento das linhas apresentadas pelos gráficos é análogo ao da escavação E18.

Do exame da Figura 6.12 constata-se, à partida, o desajuste da posição da laje entre os 8,5 m e 10,5 m de profundidade, uma vez que para esta posição é obtido o maior esforço de momento flector.

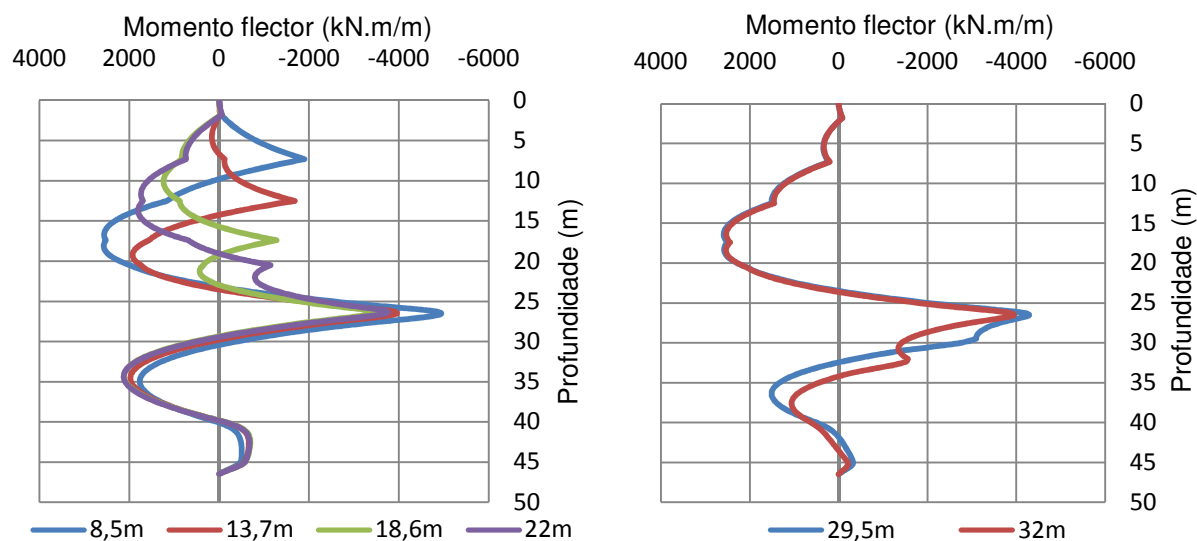


Figura 6.12 - Diagrama de momento flector na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E26.

Quanto ao esforço transversal, conclui-se que é para as simulações “18,6m-20,6m” e “22m-24m” que se alcançam os menores valores globais.

Como seria de prever, é à profundidade onde estão situadas as lajes de *Jet Grout* que se verificam os maiores esforços de corte. No entanto, é na base escavação que esse valor é mais elevado, fruto da localização da “laje fixa”.

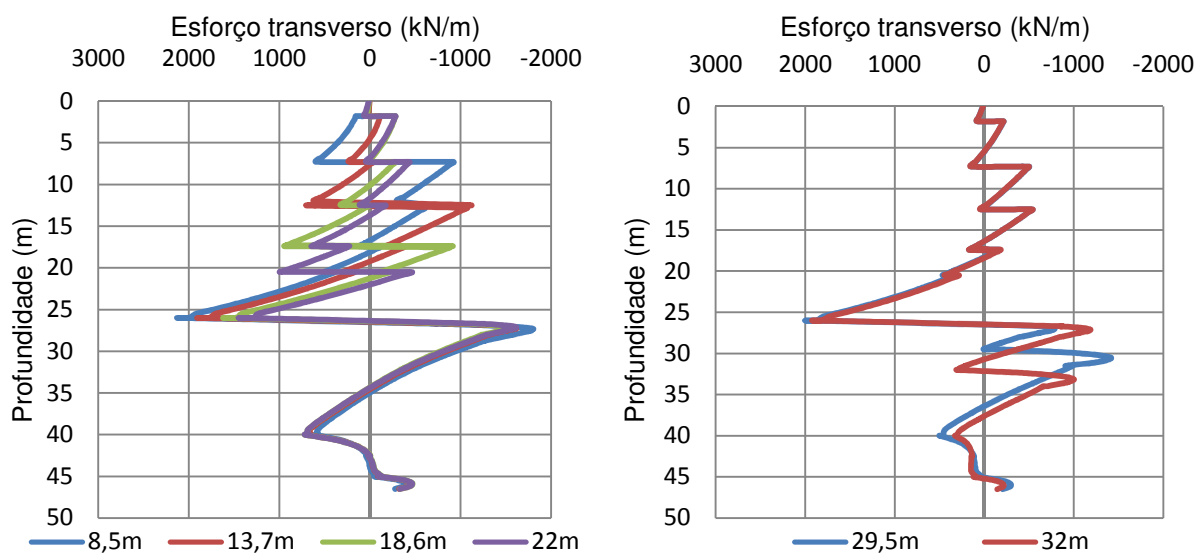


Figura 6.13 - Diagrama de esforço transversal na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E26.

Tal como na Escavação E18, o comportamento mais favorável da parede moldada em termos de esforços é verificado quando a segunda laje se encontra a uma posição não muito afastada da “laje

fixa”. Nestas situações é verificado uma maior repartição de esforços resultando num valor global menor.

De acordo com o Quadro 6.11, a melhor localização da “laje móvel” tendo em conta o menor esforço transversal e momento flector é entre os 18,6 m e 20,6 m de profundidade. Para esta simulação, a redução de esforço em relação ao maior momento flector e esforço transversal é de 30% e 24%, respectivamente.

Quadro 6.11 - Valores absolutos de momento e esforço transversal máximos, para os diversos posicionamentos da “laje móvel” na escavação E26.

	Localização da “laje móvel”					
	8,5 m – 10,5 m	13,7 m – 15,7 m	18,6 m – 20,6 m	22 m – 24 m	29,6 m – 31,6 m	32 m – 34 m
$M_{\text{máx}}$ (kN.m/m)	4945	3957	3463	3759	4293	3946
$V_{\text{máx}}$ (kN.m/m)	2116	1893	1607	1614	1991	1914

São apresentados no Quadro 6.12, os cálculos seleccionados, para a Escavação E26, de acordo com os critérios deslocamentos e esforços.

Quadro 6.12 - Cálculos seleccionados na Escavação E26 para o critério deslocamentos e esforços.

	Critério	
	Deslocamentos	Esforços
Posicionamento da “laje intermédia”	13,7 m - 15,7 m	18,6 m - 20,6 m

6.3.4. ESCAVAÇÃO E32

Aumentando, ainda mais, a profundidade escavada na tentativa de encontrar uma fronteira de posicionamento da segunda laje de *Jet Grout* surge esta escavação com 32 m de profundidade e 7 níveis de escoramento.

À semelhança do sucedido nas escavações anteriores, foi definido o posicionamento fixo de uma laje de *Jet Grout* imediatamente abaixo da base de escavação (neste caso dos 32 m aos 34 m de profundidade). A segunda laje é considerada uma “laje móvel” para a qual são estudados diversos posicionamentos. Para esta escavação, e tendo em conta o critério definido para a sua localização, foram simuladas seis localizações acima da base de escavação final e duas abaixo.

A Figura 6.14 contém os deslocamentos horizontais da parede de contenção para os diferentes posicionamentos da “laje móvel”.

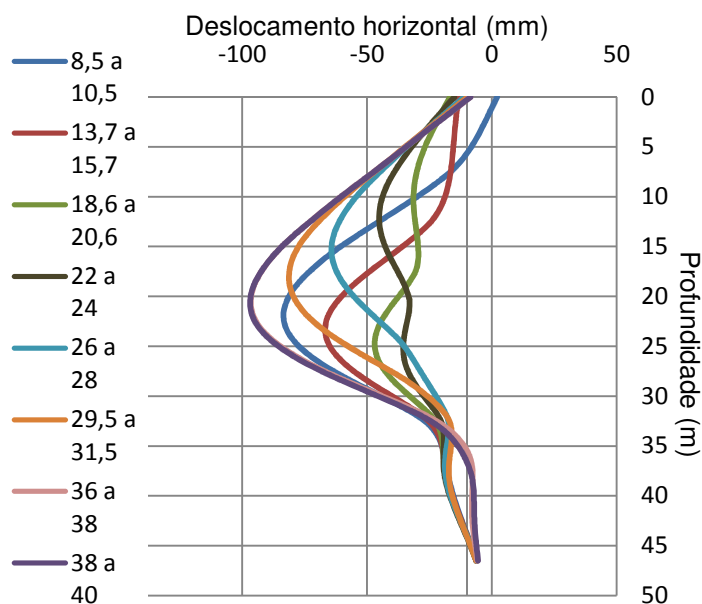


Figura 6.14 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E32.

Da análise das linhas presentes na Figura 6.14 retiram-se conclusões semelhantes às presentes no ponto anterior referente à escavação E26:

- a diminuição do deslocamento da parede alcançado pela localização da segunda laje abaixo da base da escavação não é suficiente para compensar o aumento observado nos 2/3 superiores da parede de contenção;
- o posicionamento da "laje móvel" próximo do topo da parede (neste caso cálculo "8,5-10,5"), também não é viável uma vez que a possança do estrato mole entre a localização das duas lajes é suficiente para mobilizar deslocamentos elevados na parede de contenção;

A Figura 6.15 apresenta sob a forma de gráfico o volume de solo horizontalmente deslocado, para cada uma das diversas análises realizada.

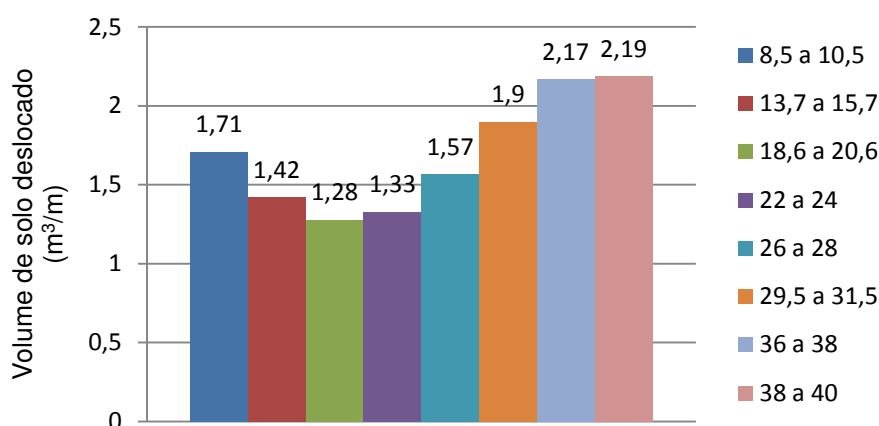


Figura 6.15 - Volume de solo horizontalmente deslocado atrás da cortina de contenção, para os diversos posicionamentos da "laje variável" na Escavação E32.

Conclui-se assim que a melhor localização é sempre acima da base de escavação e a uma profundidade intermédia entre o topo e o limite referido. De acordo com a Figura 6.15, as hipóteses “18,6-20,6” e “22-24” são as mais favoráveis, uma vez que o integral do deslocamento horizontal sofrido pela parede conduz aos menores volumes de solo deslocado.

Explorando um pouco mais a análise dos diversos posicionamentos da laje, são apresentadas na Figura 6.16 as curvas de assentamento para as diversas hipóteses de posicionamento anteriormente mencionadas.

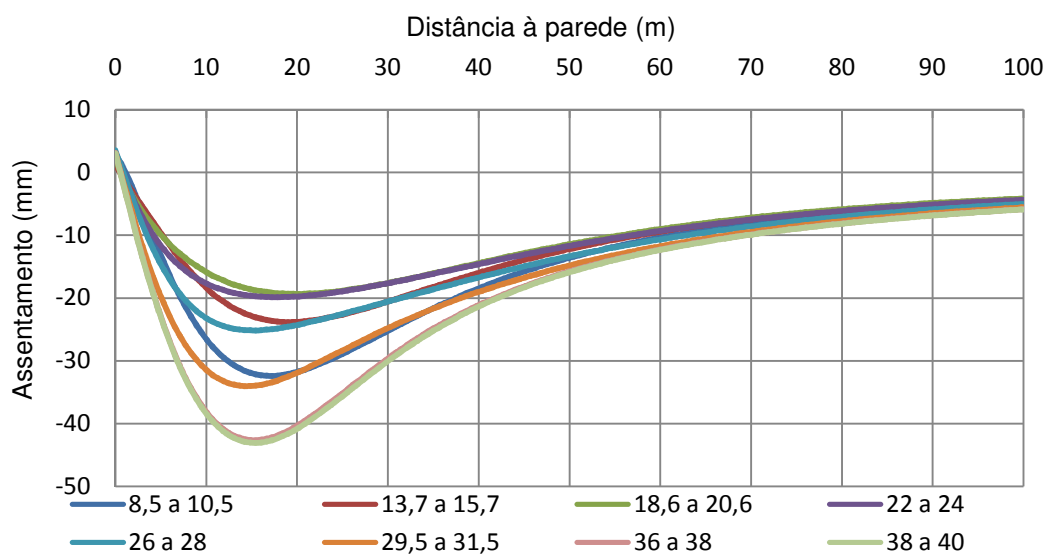


Figura 6.16 - Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da “laje móvel” na Escavação E32.

Entre os 5 m e os 20 m de distância à parede, a solução entre 18,6 m e 20,6 m é a que se apresenta mais vantajosa. A partir dessa distância a solução dos 22 m aos 24 m torna-se de igual modo atractiva.

No global verifica-se que a localização da “laje móvel” entre os 18,6 m e os 20,6 m é a que globalmente promove uma maior redução dos deslocamentos e assentamentos do solo.

Considerando agora os esforços desenvolvidos ao longo da parede de contenção, são apresentados nas Figura 6.17 e 6.18, respectivamente, os momentos flectores e esforços transversos para as diversas simulações do posicionamento da laje. O gráfico da direita apresenta os esforços para posicionamentos da laje abaixo da base de escavação e o da esquerda o oposto.

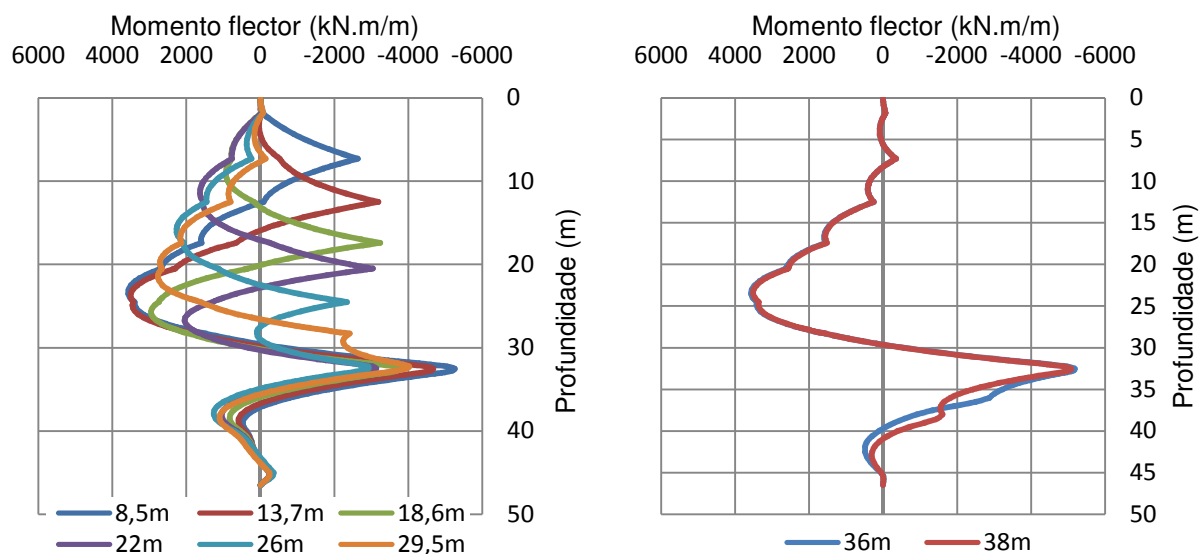


Figura 6.17 - Diagrama de momento flector na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E32.

Pela análise do Quadro 6.13 (seguidamente apresentado e que contém os valores máximos de esforços para cada análise) e das Figura 6.17 e 6.18 constata-se que é para a localização da laje entre os 26 m e os 28 m de profundidade que os esforços máximos são menos gravesos.

Ao contrário dos deslocamentos horizontais da parede de contenção, a localização preferencial da segunda laje para que se obtenham os menores esforços, é relativamente próximo da "laje fixa".

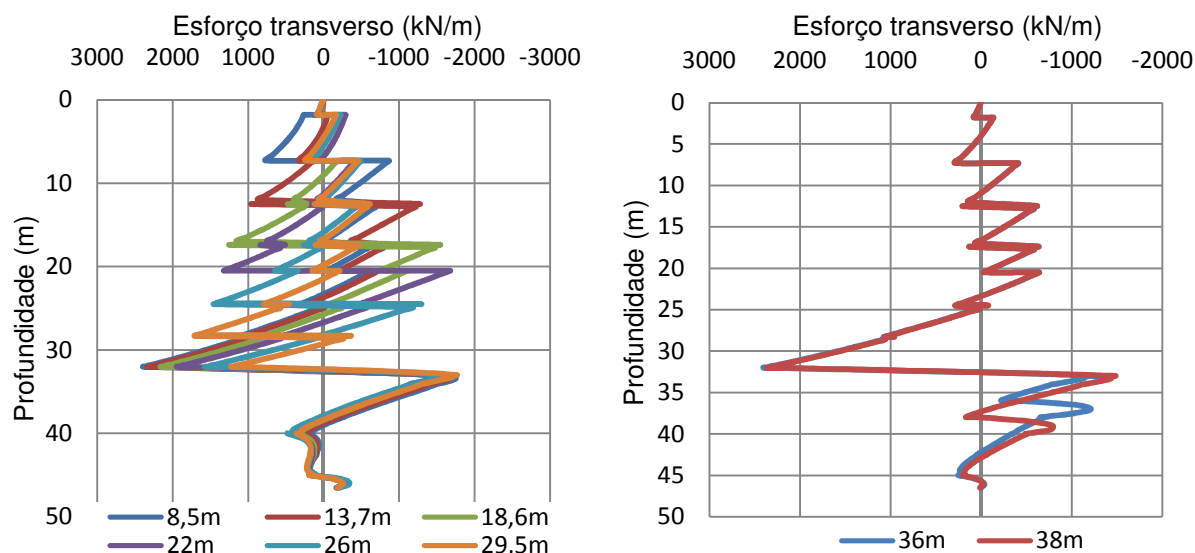


Figura 6.18 - Diagrama de esforço transverso na parede de contenção, no fim da escavação, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E32.

Nesta análise em que a profundidade escavada é a maior (das apresentadas em termos do critério de esforços), verifica-se a maior redução no valor global dos esforços, relativamente ao valor máximo apresentado. Assim, de acordo com o Quadro 6.13, na simulação "26-28" o valor de momento flector é cerca de 44% inferior ao máximo (posicionamento da laje entre 8,5 m e 10,5 m).

Quadro 6.13 - Valores absolutos de momento flector e esforço transverso máximos, para os diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E32.

	Localização da "laje móvel"							
	8,5 m - 10,5 m	13,7 m - 15,7 m	18,6 m - 20,6 m	22 m - 24 m	26 m - 28 m	29,5 m - 31,5 m	36 m - 38 m	38 m - 40 m
$M_{\text{máx}}$ (kN.m/m)	5249	4669	3777	3133	2918	4023	5182	5087
$V_{\text{máx}}$ (kN/m)	2384	2320	2146	1935	1557	1764	2386	2357

São apresentados no Quadro 6.14, os cálculos seleccionados, para a Escavação E32, de acordo com os critérios deslocamentos e esforços.

Quadro 6.14 - Cálculos seleccionados na Escavação E32 para o critério deslocamentos e esforços.

	Critério	
	Deslocamentos	Esforços
Posicionamento da "laje intermédia"	18,6 m - 20,6 m	26 m - 28 m

6.3.5. ESCAVAÇÃO E 38

Neste estudo a espessura de solo mole abaixo da base de escavação é a menor de todas as escavações estudadas, contabilizando-se apenas 2 m de aluvião que correspondem a 5% da espessura total de solo mole. Por esta razão, a realização do tratamento por *Jet Grouting* incidiu apenas acima da base de escavação. A sua realização imediatamente abaixo deste nível apenas proporcionaria vantagens a nível operacional.

Do exame da Figura 6.19 (que contém os deslocamentos horizontais da parede de contenção) constata-se que, à semelhança do observado na escavação E32, o melhor posicionamento para a laje de *Jet Grout* (de acordo com o critério deslocamentos) é a uma profundidade intermédia entre o topo e a base de escavação. No entanto, como neste caso a espessura de estrato mole é superior à do cálculo anterior, os melhores posicionamentos localizam-se a uma profundidade ligeiramente maior.

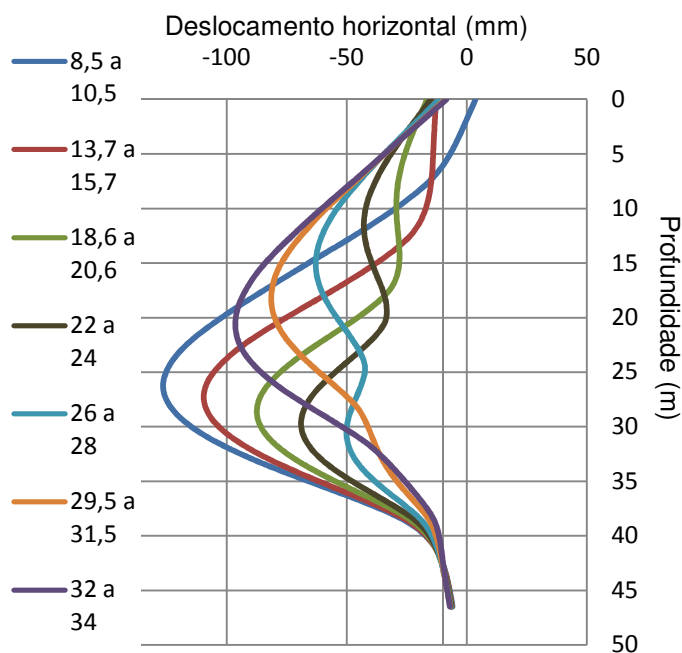


Figura 6.19 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na escavação E38.

O resultado do integral de cada uma das curvas do deslocamento horizontal da parede está indicado no Quadro 6.15. Constata-se que a melhor solução é a que incorpora a laje entre os 22 m aos 24 m.

Quadro 6.15 - Influência do posicionamento da laje de solo tratado no volume de solo deslocado atrás da cortina, na Escavação E38.

Posição da laje (m)	8,5 a 10,5	13,7 a 15,7	18,6 a 20,6	22 a 24	26 a 28	29,5 a 31,5	32 a 34
Volume deslocado (m^3/m)	2,66	2,22	1,89	1,75	1,83	2,04	2,31

Como se esperava, as posições da laje mais extremas, quer no topo ou base da parede de contenção, são as menos vantajosas. Pela análise da Figura 6.19 verificam-se dois comportamentos distintos da parede de contenção:

- para localizações da “laje móvel” mais próximas do topo da parede, a curva de deslocamento máximo encontra-se entre os 25 m e 30 m de profundidade;
- quando a laje está localizada a maiores profundidades, a curva de deslocamento máximo encontra-se mais à superfície.

Assim, a localização mais vantajosa corresponde a uma situação de transição entre as duas descritas.

Como se esperava, as melhores soluções a nível dos deslocamentos horizontais da parede moldada, são também as melhores no que concerne a assentamentos da superfície suportada. A Figura 6.20 contém os assentamentos do solo à superfície.

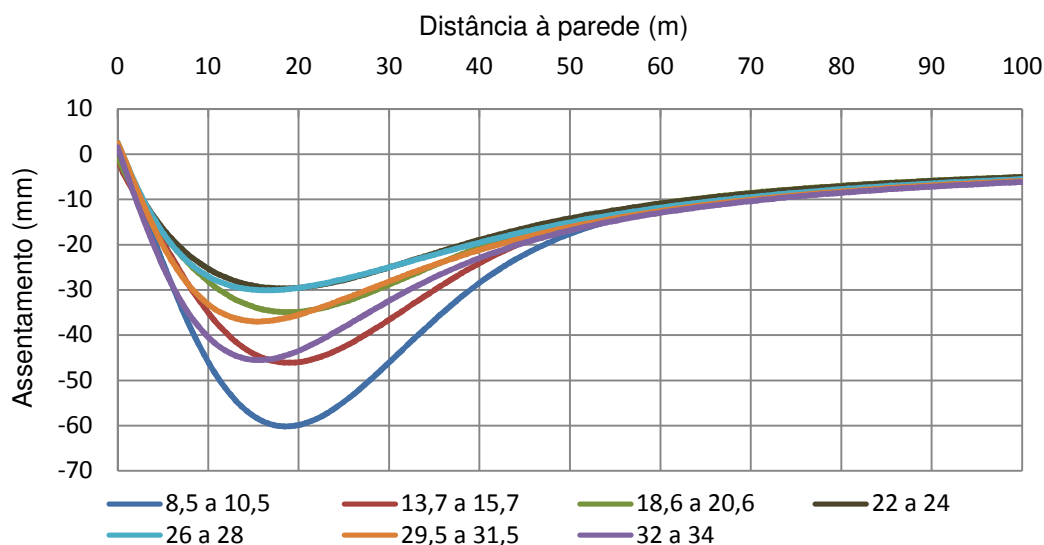


Figura 6.20 - Assentamentos da superfície, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E38.

A Figura 6.21 contém as linhas com a distorção angular nos diversos cálculos realizados.

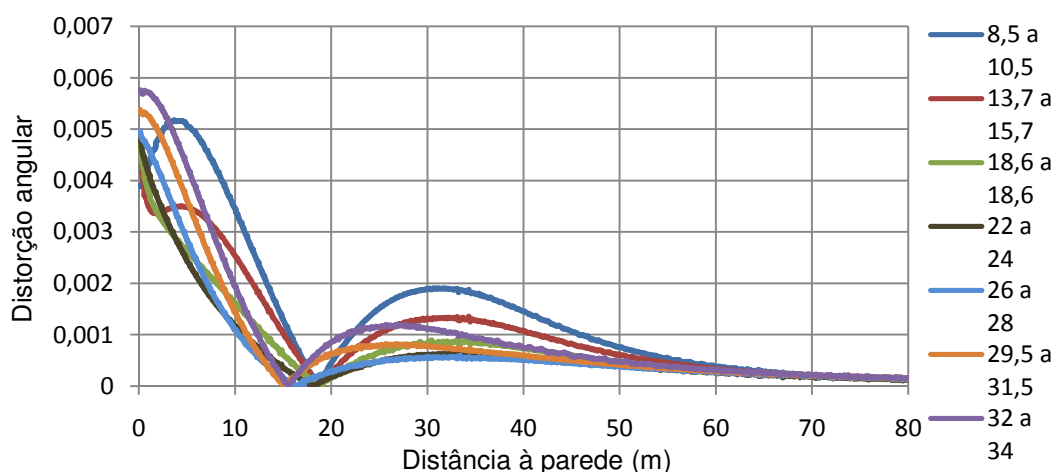


Figura 6.21 - Distorções angulares, no fim da escavação, para diversos posicionamentos da "laje móvel" na Escavação E38.

Da comparação da Figura 6.21 com a homóloga da escavação E18, é possível constatar o aumento significativo da distorção angular, principalmente até a uma distância de 40 m da parede. Este resultado é claro indício de que para escavações de grande profundidade o distúrbio no solo adjacente é claramente superior.

Do exame da Figura 6.21 é possível constatar o comportamento típico das curvas referentes à distorção angular:

- distorções máximas junto da parede de contenção devido à maior inclinação da curva de assentamento correspondente nessa zona;
- redução progressiva do valor até se anular (correspondente ao ponto de assentamento vertical máximo);

- aumento de valor até a um ponto de inflexão, neste caso situado a aproximadamente 30 m da parede de contenção;
- Nova redução, até se verificar um equilíbrio de valores, neste caso a aproximadamente 60 m de distância da parede de contenção.

Após a análise das figuras anteriores conclui-se que é para o posicionamento da “laje variável” entre os 22 m e 24 m de profundidade que se obtêm os menores deslocamentos, assentamentos e distorções angulares.

6.3.6. POSICIONAMENTO DA 2ª LAJE DE JET-GROUT

Tal como foi referido, uma das constantes comuns aos diferentes cálculos anteriores foi o posicionamento da “laje móvel” de *Jet Grout* imediatamente abaixo do fundo de uma determinada fase intermédia de escavação. Este critério é ilustrado pela Figura 6.22, que representa um caso genérico no qual a base escavação de uma fase intermédia atinge os 15 m de profundidade. A “laje móvel” é assim colocada imediatamente abaixo deste nível, (imediatamente após ser instalado o 3º nível de escoramento). Na fase seguinte, durante a escavação, a “laje intermédia” é removida pelo que ocorre grande libertação de tensões, o que se traduz num aumento do deslocamento horizontal da parede de contenção. É assim de extrema importância o dimensionamento e o posicionamento correcto do nível de escoras imediatamente antes da laje a remover.

Neste contexto apenas é feita referência à “laje móvel”, sendo assente que, em todos os cálculos, é sempre presente uma segunda laje colocada sob a base de escavação final (não representada na Figura 6.22).

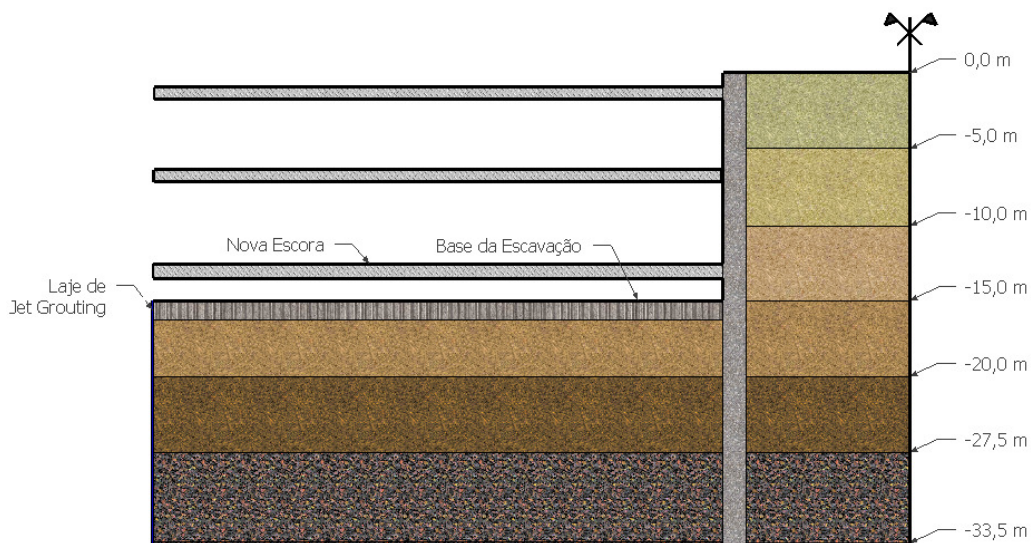


Figura 6.22 - Exemplo da colocação de uma "laje móvel" abaixo da base de escavação de uma fase intermédia.

O objectivo deste ponto é precisamente avaliar e quantificar, em termos de deslocamentos horizontais da parede de contenção, qual a desvantagem da colocação da laje imediatamente sobre o limite de escavação de uma fase intermédia. Para tal, na Figura 6.23 é apresentado um caso genérico que pretende retratar o exposto.

A base de escavação da fase anterior situa-se nos 9 m de profundidade. Na fase seguinte, a progressão da escavação até ao limite previsto (15 m) antevê a remoção da “laje intermédia” de *Jet Grout*. Nesta

situação, e uma vez que o 3.º nível de escoras só será activado imediatamente após o término da fase de escavação, será o 2.º nível de escoramento a “travar” parte do deslocamento da parede moldada.

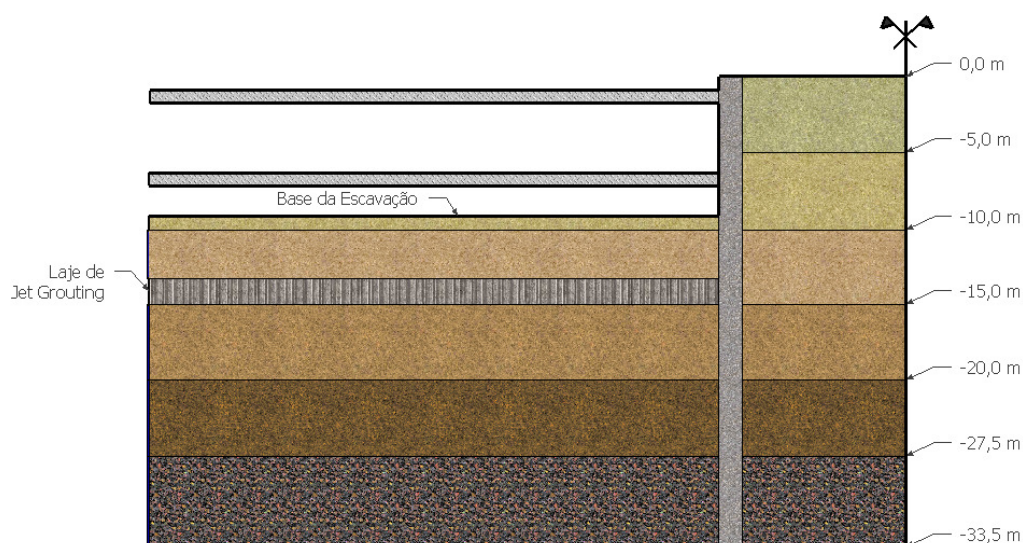


Figura 6.23 - Exemplo da colocação de uma "laje móvel" acima da base de escavação de uma fase intermédia.

É de realçar que durante os cálculos realizados, e de acordo com o Quadro 6.3, foi utilizada uma rigidez superior no nível de escoramento localizado imediatamente acima do nível no qual a laje de *Jet Grout* é removida.

Foram inicialmente realizados cálculos apenas na escavação E26, introduzindo, para cada fase de escavação, a laje imediatamente acima do limite estabelecido no Quadro 6.5. É de referir que, como é logico, apenas foram realizadas simulações acima do limite de escavação final, pois abaixo deste limite a “laje intermédia” não é removida.

O Quadro 6.16 resume, para a escavação E26, os dados mais relevantes para as diferentes simulações de posicionamento da laje. São também apresentados, no quadro superior, os resultados para mesma escavação mas com o posicionamento “normal” da “laje móvel” (entenda-se imediatamente abaixo de cada uma das bases intermédias de escavação).

Quadro 6.16 - Posicionamento da "laje móvel", distância entre centros de lajes e volumes de solo deslocado para colocação da laje acima e abaixo de cada fase da Escavação E26.

	Laje abaixo da base de escavação intermédia			
Posição da laje (m)	8,5 a 10,5	13,7 a 15,7	18,6 a 20,6	22 a 24
Distância do centro da laje à escora mais próxima (m)	2,2	2,2	2,2	2,5
Volume de solo deslocado (m ³ /m)	1,03	1,01	1,09	1,24
	Laje acima da base de escavação intermédia			
Posição da laje (m)	6,5 a 8,5	11,7 a 13,7	16,6 a 18,6	20 a 22
Distância do centro da laje à escora mais próxima (m)	5,7	5,4	5,1	3,6
Volume de solo deslocado (m ³ /m)	1,34	1,22	1,15	1,17

Da análise do Quadro 6.16 constata-se que em três das quatro simulações efectuadas o volume de solo deslocado quando a laje é posicionada superiormente é bastante maior comparativamente com as simulações em que a laje é colocada de modo normal, isto é, abaixo da base de escavação intermédia. Apenas no estudo em que a laje se posiciona dos 20 m aos 22 m de profundidade se observam reduções do volume de solo deslocado atrás da parede de contenção.

Observe-se também que o aumento do volume de solo deslocado é superior no posicionamento “6,5-8,5”, isto é, mais próximo do topo da parede de contenção, e vai sendo progressivamente reduzido à medida que se caminha em profundidade.

A Figura 6.24 compara o deslocamento horizontal da parede de contenção, para as diversas simulações efectuadas. Observa-se que a partir dos 26 m de profundidade os deslocamentos são coincidentes, o que permite concluir que para além do limite de escavação, as repercussões do posicionamento da “laje intermédia” são nulas.

Um aspecto interessante, presente em todas as análises, mas particularmente evidente na simulação “16,6-18,6”, é o efeito da localização do nível de escoramento anterior à remoção da laje. Pelo Quadro 6.16 constata-se que para o cálculo “16,6-18,6”, a escora mais próxima está localizada a 5,1 m do eixo da “laje intermédia”, enquanto que na simulação “18,6-20,6” essa distância é reduzida para 2,2 m. A maior distância verificada no primeiro exemplo citado é responsável pelo aumento do deslocamento da parede. Como mostra a Figura 6.24, para o cálculo “16,6-18,6” é notório um ligeiro acentuar da curvatura aos 12,5 m e aos 17,4 m de profundidade para o cálculo “18,6-20,6”, correspondentes, respectivamente, ao 3º e 4º níveis de escoramento. No último cálculo citado, a maior proximidade da escora aquando desmonte da “laje intermédia” permite uma maior “absorção” de esforços, logo uma melhor contenção da parede moldada.

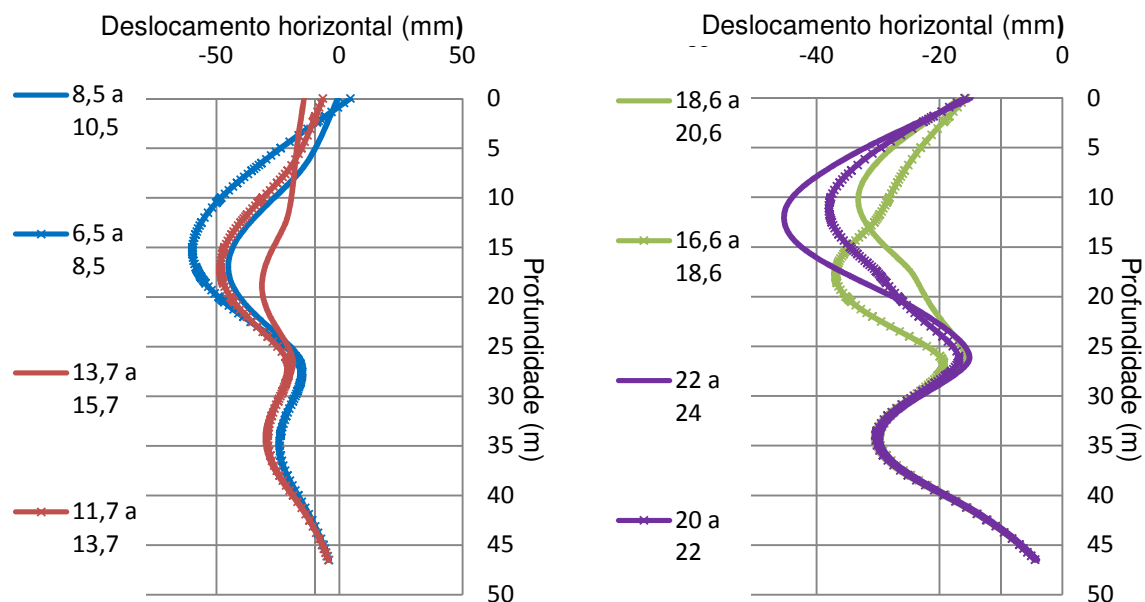


Figura 6.24 - Comparação do deslocamento horizontal da parede de contenção, na Escavação E26, para localização da laje acima e abaixo da plataforma intermédia de escavação.

O facto de, no cálculo “20-22”, se ter simulado a “laje intermédia” numa posição acima da base de escavação intermédia, ocasionou um ligeiro agravamento dos deslocamentos da parede. No entanto,

esse aumento foi superado pelo benefício de se colocar a laje numa posição superior (isto é mais distante da “laje fixa”) o que no final resultou, relativamente à simulação “22-24” numa redução do deslocamento da parede.

Conclui-se que o facto de se realizar uma laje de solo tratado acima de uma plataforma intermédia de escavação ocasiona, relativamente ao posicionamento da laje abaixo do limite referido, um aumento do deslocamento horizontal da parede. Este aumento é causado pelo facto de no momento de desactivação da laje não ter sido instalado um novo nível de escoras (o novo nível de escoras apenas é instalado após a conclusão da fase de escavação). Esta situação implica que a grande libertação de tensões apenas seja “absorvida” por um nível de escoras situado a distância superior e consecutivamente o deslocamento horizontal da parede seja maior.

6.4. COMPARAÇÃO ENTRE ESCAVAÇÕES COM 1 E 2 NÍVEIS DE SOLO TRATADO

6.4.1 INTRODUÇÃO

No subcapítulo 6.3 foram abordadas cinco diferentes escavações e testadas várias posições para a localização de uma segunda laje, designada por “laje móvel”. O objectivo foi o de estabelecer dois critérios para o posicionamento dessa laje. Um com base nos deslocamentos horizontais da parede de contenção e assentamentos do solo à superfície e o outro com base nos esforços desenvolvidos ao longo da parede de contenção, mais concretamente momento flector e esforço transversal.

No presente subcapítulo o objectivo é o de comparar, para as diversas escavações, as principais vantagens da realização de duas lajes de solo tratado relativamente à realização de apenas uma. Para cada escavação serão analisados 3 cálculos:

- um nível de tratamento, com laje de *Jet Grout* situada imediatamente abaixo da base de escavação (Pereira, 2008); esta análise é simbolizada, em todos os gráficos, a linha azul;
- dois níveis de tratamento, com “laje móvel” localizada na melhor posição definida pelo critério dos deslocamentos (subcapítulo 6.3); esta análise é simbolizada, em todos os gráficos, a linha vermelha;
- dois níveis de tratamento, com “laje móvel” localizada na melhor posição definida pelo critério dos esforços (subcapítulo 6.3). Esta análise é simbolizada, em todos os gráficos, a linha verde.

Apenas serão analisadas as escavações E18, E26 e E32, tendo sido as suas características definidas no Quadro 6.1.

Nos diversos cálculos realizados o posicionamento da “laje móvel” é indicado dentro de parentises.

6.4.2 ESCAVAÇÃO E18

Relativamente aos deslocamentos horizontais da parede de contenção, são apresentadas na Figura 6.25 as linhas correspondentes às três simulações acima referidas. Como, nas duas análises com dois níveis de tratamento, o posicionamento da “laje móvel” está abaixo da base de escavação, as diferenças nos deslocamentos da parede, em relação aos correspondentes à análise com uma única laje, são mais notórios.

Curiosamente a análise com apenas uma laje de *Jet Grout* apresenta, relativamente às restantes simulações, melhores resultados acima da base de escavação. No entanto, os deslocamentos abaixo da

base de escavação e o volume de solo deslocado atrás da parede (Quadro 6.1), comprovam o claro benefício da realização de uma segunda laje.

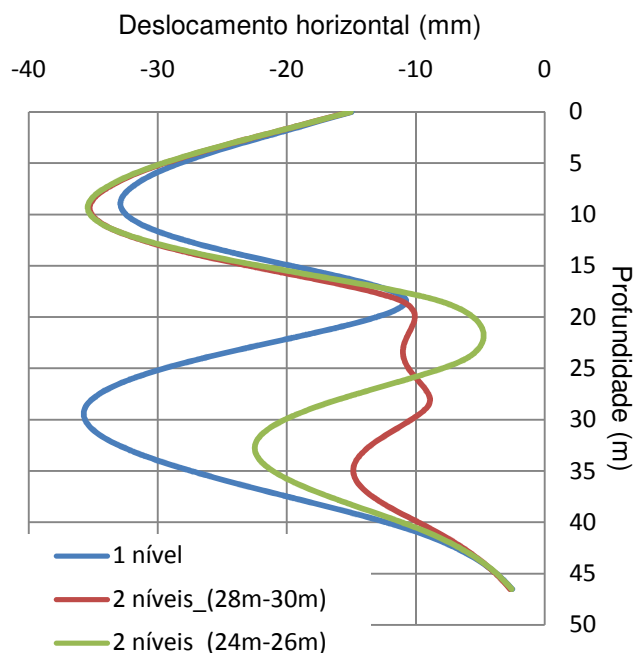


Figura 6.25 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da Escavação E18, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.

A Figura 6.26 contém, para as diversas análises, o volume de solo deslocado atrás da parede de contenção. É possível constatar que o facto de se realizar, para além da “laje fixa” abaixo da base de escavação, uma segunda laje entre os 28 m e 30 m de profundidade permite reduzir em cerca de 27% os deslocamentos horizontais (relativamente ao cálculo de um nível de tratamento).

Constata-se ainda a diferença reduzida entre os deslocamentos para as duas análises de dois níveis de solo tratado.

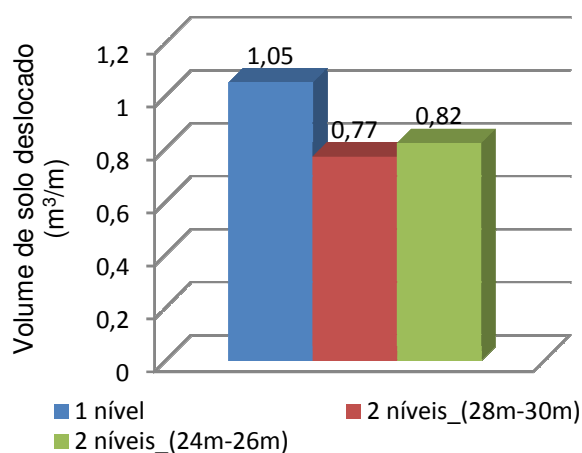


Figura 6.26 - Volume de solo horizontalmente deslocado, no final da escavação E18, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.

As conclusões tecidas para o deslocamento horizontal da parede são também válidas para os assentamentos do solo à superfície, presentes na Figura 6.27. Ou seja, os cálculos com duas lajes de *Jet Grout* apresentam assentamentos menores.

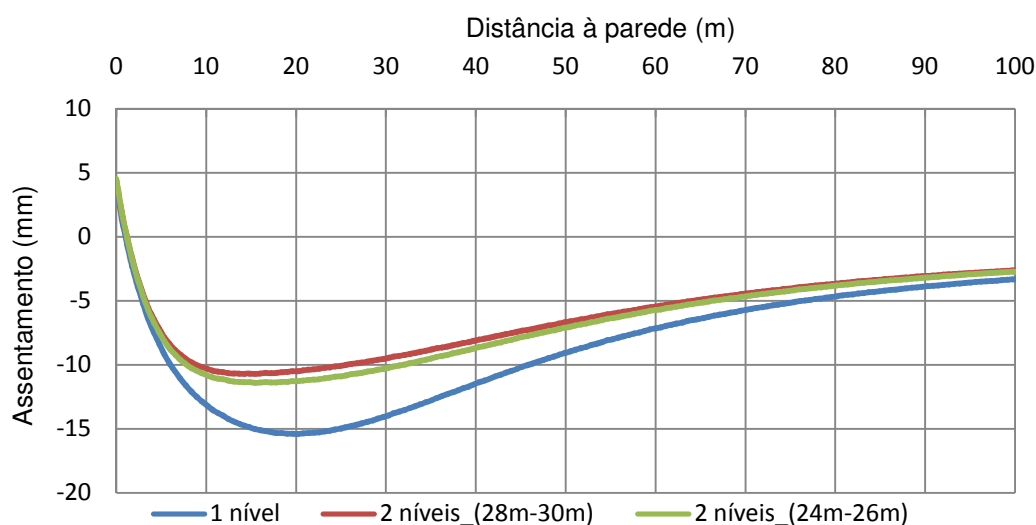


Figura 6.27 - Assentamentos da superfície, no fim da Escavação E18, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.

O Quadro 6.17 contém o valor máximo do assentamento da superfície, para cada uma das análises, bem como a distância relativamente à parede de contenção em que ocorre. Consta-se que a análise com a localização da “laje móvel” entre os 28 m e 30 m apresenta uma redução (relativamente à análise com 1 nível de tratamento) de quase 1/3 dos assentamentos do solo.

Quadro 6.17 - Assentamento máximo da superfície e respectiva distância relativamente à parede de contenção, para os cálculos da Escavação E18 com 1 e 2 níveis de solo tratado.

	Assentamento máximo do solo (mm)	Distância à parede (m)
1 nível	16	20
2 níveis_(28m-30m)	11	15
2 níveis_(24m-26m)	12	15

As Figura 6.28 contém os esforços de momento flector e transversal instalados na parede de contenção.

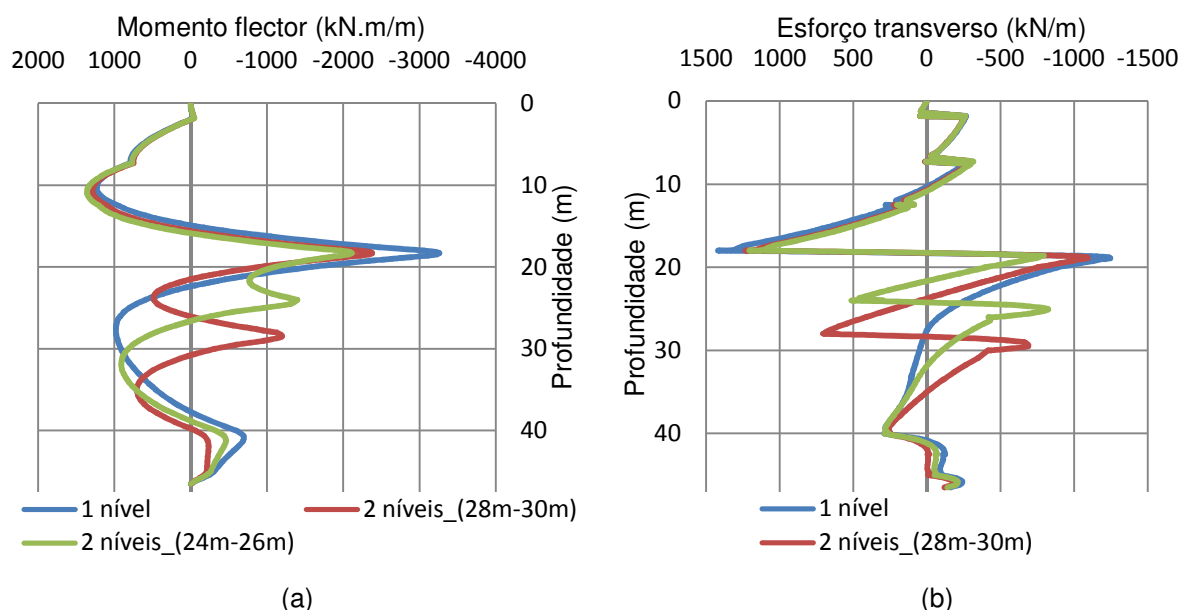


Figura 6.28 - Esforços desenvolvidos na parede de contenção da Escavação E18: a) momento flector; b) esforço transverso.

Verifica-se que os esforços são, para as diversas análises, praticamente coincidentes acima da base de escavação. O principal factor que diferencia as análises com um e dois níveis de tratamento é o valor máximo dos esforços, sendo estes claramente superiores no cálculo com 1 nível de tratamento.

O Quadro 6.18 contém os valores máximos de momento flector e esforço transverso para as diversas análises.

Constata-se que os cálculos com 2 lajes de *Jet Grout* apresentam valores próximos, embora, como se esperava, mais baixos no cálculo com a segunda laje às profundidades 24-26 m. A maior diferença entre as duas análises acontece para o esforço transverso negativo onde se verifica uma diferença de 25%.

Quadro 6.18 - Momentos flectores e esforços transversos máximos na Escavação E18, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.

	Cálculos		
	2 níveis_(28 m - 30 m) (kN.m/m)	2 níveis_(24 m - 26 m) (kN.m/m)	1 nível (kN.m/m)
Mom⁺_{máx}	1288	1358	1234
Mom⁻_{máx}	-2380	-2111	-3260
V⁺_{máx}	1229	1200	1411
V⁻_{máx}	-1093	-819	-1246

A realização de 2 lajes de *Jet Grout*, com a localização da “laje móvel” de acordo com o critério dos esforços permite, relativamente à simulação com 1 nível de tratamento, uma redução de 35% nos esforços negativos de momento flector e transverso.

Após a realização dos cálculos verificou-se que os esforços nos três níveis de escoramento eram praticamente semelhantes para as duas análises com duas lajes de *Jet Grout*. Assim, apresenta-se na

Figura 6.29 a evolução dos esforços de compressão nos três níveis de escoramento, para as análises “1 nível” e “2 níveis_(24m-26m).

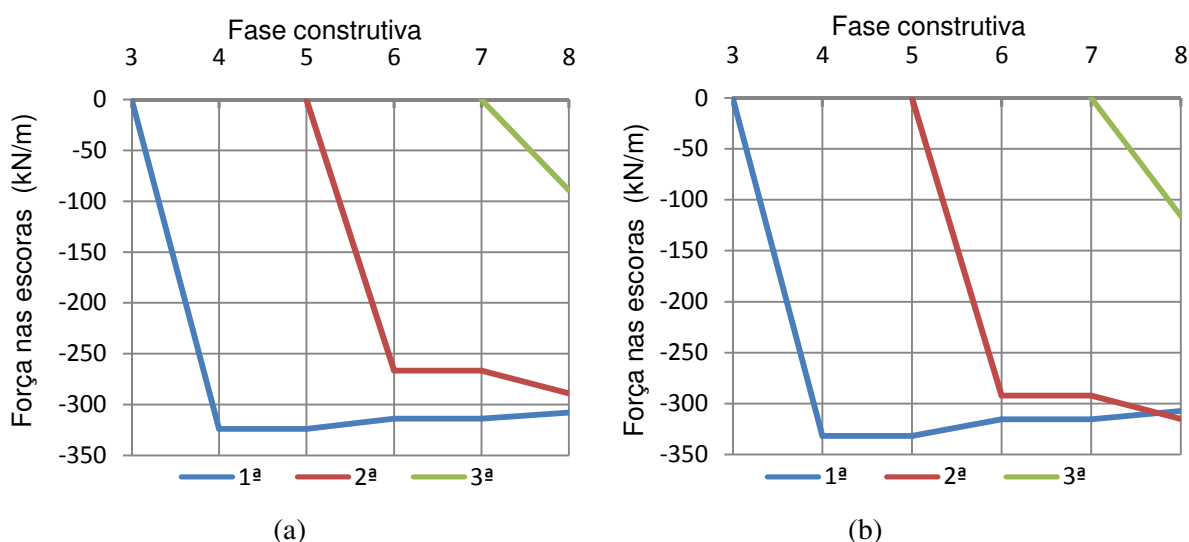


Figura 6.29 - Força nos diversos níveis de escoramento para a Escavação E18: a) cálculo “1 nível”; b) cálculo “2 níveis_(24m-26m)”.

O facto de a “laje móvel” se situar abaixo da base de escavação leva a que durante as diversas fases de escavação não se proceda ao seu desmonte e consequentemente o esforço no nível de escoras mais próximo não sofra um aumento acentuado.

Da comparação entre os dois gráficos da Figura 6.29, verifica-se que existe um ligeiro acréscimo de esforço nos níveis de escoras do gráfico (b). Este facto está relacionado com o maior deslocamento horizontal da parede acima da base de escavação (patente na Figura 6.25).

6.4.3 ESCAVAÇÃO E26

Relativamente aos deslocamentos horizontais da parede de contenção, é visível na Figura 6.30, a redução bastante significativa do valor máximo com o emprego de dois níveis de tratamento. À profundidade de 17 m o deslocamento dos cálculos com dois níveis de solo tratado é cerca de metade do do cálculo com uma só laje *Jet Grout*. A partir do limite da base de escavação, a diferença entre as diversas análises é pouco significativa.

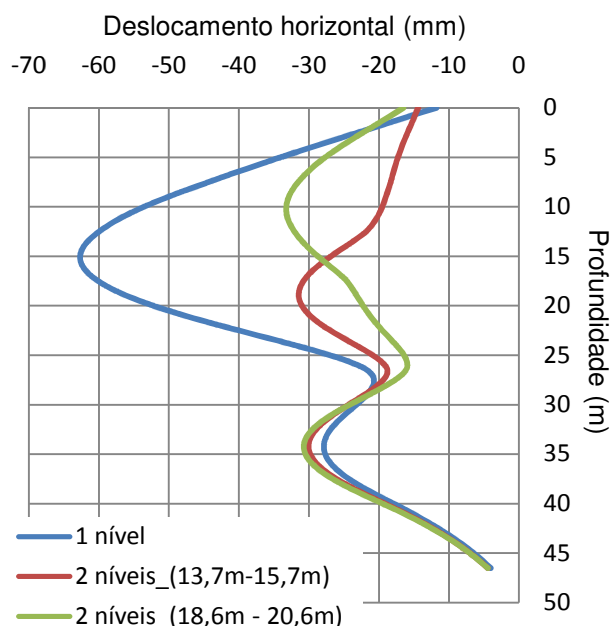


Figura 6.30- Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da Escavação E26, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.

O Figura 6.31 apresenta o volume de solo deslocado horizontalmente devido ao processo de escavação para os três cálculos da Escavação E26. É notável a diferença de cerca de 60% entre o cálculo com uma laje de *Jet Grout* relativamente ao cálculo com a “laje móvel” situada entre os 13,7 m e 15,7 m.

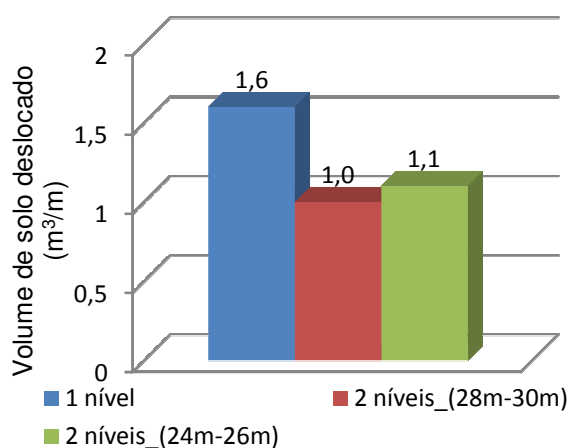


Figura 6.31 - Volume de solo horizontalmente deslocado, no final da Escavação E26, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.

No que concerne a assentamentos da superfície verifica-se a mesma tendência; as soluções que englobam duas lajes de *Jet Grout* apresenta movimentos verticais máximos da superfície cerca de 40% menores que a solução que engloba apenas um nível de tratamento. A Figura 6.32 apresenta as curvas de assentamentos correspondentes às análises efectuadas.

Tal como nos deslocamentos horizontais, é de realçar a proximidade entre os valores obtidos pelos dois cálculos com dois níveis de tratamento. A diferença é relativamente mais significativa até aos 20 m de distância da parede. Este facto está relacionado com o maior deslocamento horizontal da parede até aos 15 m de profundidade, para o cálculo “2 níveis_(18,6m-20,6m)” patente na Figura 6.30.

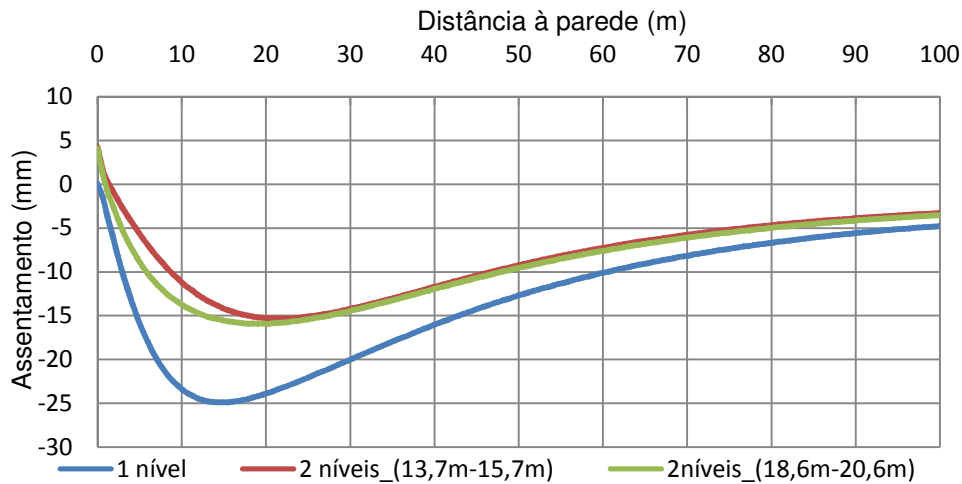


Figura 6.32- Assentamentos da superfície, no fim da Escavação E26, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.

Em relação às pressões de terra atrás da cortina de contenção, como se compreende, são superiores para as escavações que apresentam dois níveis de solo tratado, pois os deslocamentos da parede para esse caso são muito menores nos 25 m superiores.

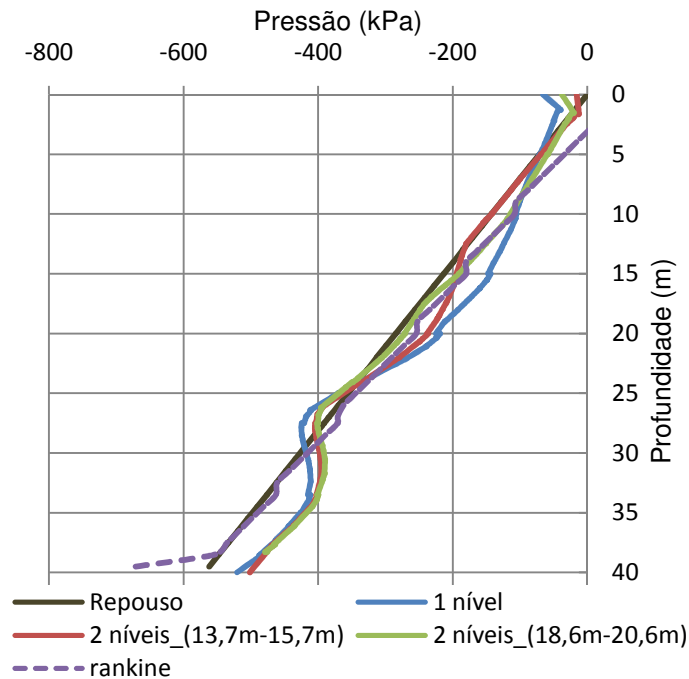


Figura 6.33- Pressões de terra atrás da parede de contenção, no fim da Escavação E26, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.

A pressão exercida pelo solo na cortina apresenta características semelhantes nos dois cálculos com duas lajes de *Jet Grout*. À profundidade de localização da “laje móvel” a pressão exercida na cortina iguala o valor da tensão no estado de repouso e é superior a pressão activa de Rankine.

Apenas aos 26 m de profundidade a pressão, nas três análises, excede o valor da tensão no estado de repouso. Esta situação está relacionada com a presença da “laje fixa” imediatamente abaixo da base de escavação.

A Figura 6.34 contém, para as diversas análises realizadas, os esforços de momento flector e transversal na parede de contenção.

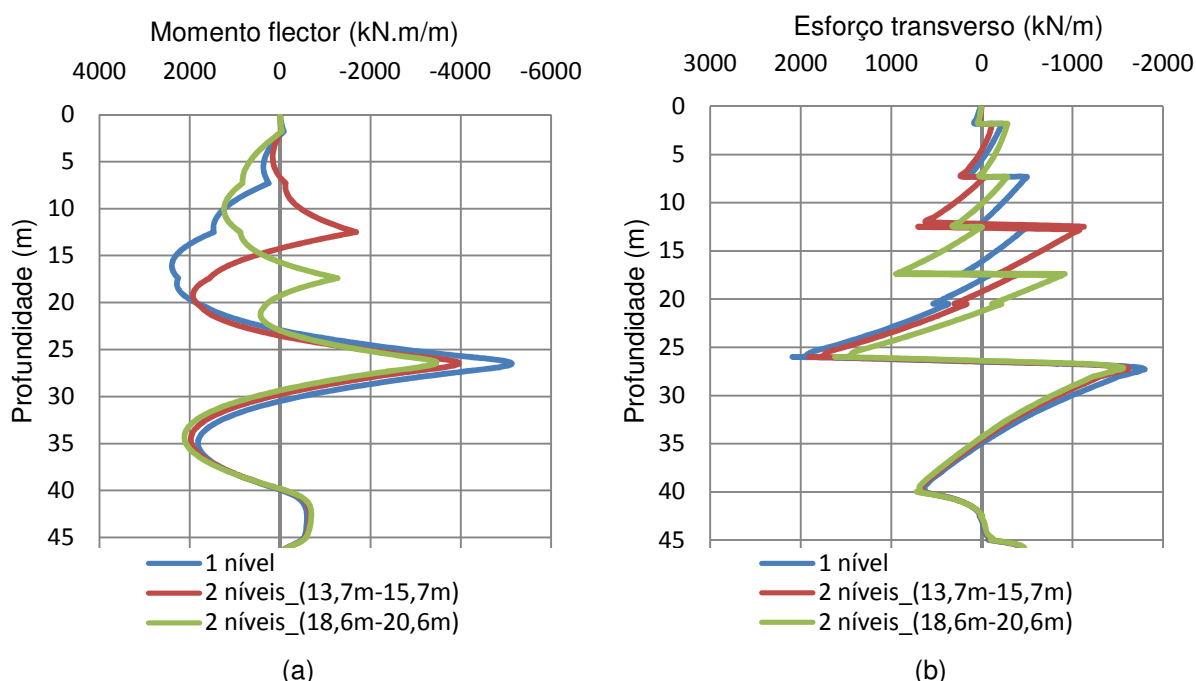


Figura 6.34- Esforços desenvolvidos na parede de contenção da Escavação E26: a) momento flector; b) esforço transversal.

Na Figura 6.34 a localização das “lajes móveis” é facilmente identificável pela localização dos “picos” de momento flector negativo (excepto entre os 40 m e 45 m de profundidade que corresponde ao encastramento proporcionado pelo estrato mais competente).

A realização de uma “laje intermédia” acima da base de escavação possibilitou, face à solução de uma única laje de solo tratado, a redução dos momentos flectores positivo e negativo máximos. A principal diferença entre as duas análises referidas situa-se ao nível no momento flector negativo máximo, alcançando-se com o posicionamento da “laje móvel” entre os 18,6 m e 20,6 m, uma redução de cerca de 33%.

Ao nível do esforço transversal os benefícios da execução de uma segunda laje de solo tratado são menos notórios, embora bastante relevantes.

Nas diversas análises o esforço transversal máximo localiza-se imediatamente abaixo da base de escavação, leia-se entre os 26 m e os 28 m, onde está posicionada a “laje fixa”. Os esforços mais reduzidos correspondem ao cálculo “2 níveis (18,6m-20,6m)” e a diferença relativamente à análise “1 nível” é de cerca de 23% no esforço transversal máximo positivo e 13% no esforço transversal negativo.

O Quadro 6.19 resume, para os três cálculos, os valores máximos do momento flector e esforço transversor.

Quadro 6.19 - Momentos flectores e esforços transversos máximos na Escavação E26, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.

	Cálculos		
	2 níveis (13,7 m - 15,7 m) (kN.m/m)	2 níveis (18,6 m - 20,6 m) (kN.m/m)	1 nível (kN.m/m)
Mom⁺_{máx}	1980	2115	2396
Mom⁻_{máx}	-3957	-3463	-5135
V⁺_{máx}	1893	1607	2080
V⁻_{máx}	-1615	-1559	-1797

A Figura 6.35 apresenta, para os três cálculos, a força nos cinco níveis de escoras.

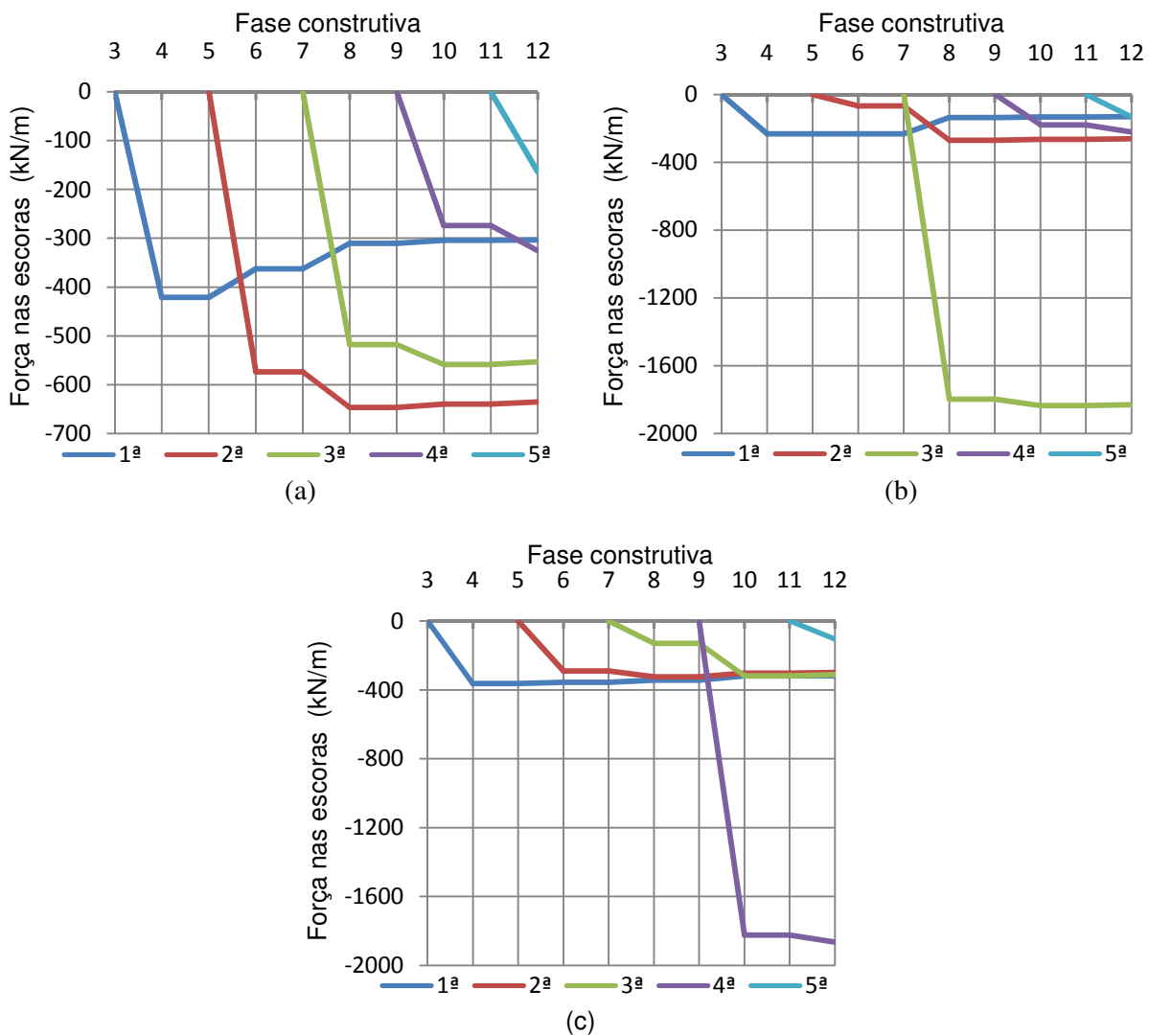


Figura 6.35 - Força nos diversos níveis de escoramento para a Escavação E26: a) cálculo "1 nível"; b) cálculo "2 níveis_(13,7m-15,7m)"; c) cálculo "2 níveis_(18,6m-20,6m)".

Pela análise da Figura 6.35 verifica-se que a realização de uma segunda laje de *Jet Grout* acima da base de escavação permite uma substancial redução da força mobilizada nos níveis de escoras com excepção do nível imediatamente superior, no qual após a desactivação da laje é mobilizada uma força superior ao quádruplo da força mobilizada em cada um dos restantes níveis. Confirma-se assim que o dimensionamento deste nível de escoras deve ser suficientemente acautelado.

A força mobilizada pelos níveis de escoras do cálculo “2 níveis_(13,7m-15,7m)” e “2 níveis_(18,6m-20,6m)” é aproximadamente a mesma. A diferença entre os dois cálculos reside no nível de escoras que sofre o aumento brusco de força. Este aspecto está apenas relacionado com o posicionamento da “laje móvel”.

Na Figura 6.35a verifica-se que a força nos diversos níveis de escoras é de uma ordem de grandeza próxima. Este é um factor diferenciador entre os cálculos com um e dois níveis de solo tratado.

6.4.4 ESCAVAÇÃO E32

Na Figura 6.36 são apresentados os deslocamentos horizontais da parede de contenção. Nesta escavação a profundidade de solo mole escavado corresponde a 80% da espessura de solo existente até ao firme. Assim, é de certa forma compreensível que a localização da “laje móvel” a uma profundidade intermédia entre a da “laje fixa” e a superfície conduza a melhores resultados em termos de deslocamentos máximos.

A Figura 6.37 apresenta o volume de solo horizontalmente deslocado, para cada um dos três cálculos realizados. Verifica-se que a diferença, em termos de deslocamentos horizontais da parede, entre o melhor cálculo com duas lajes de *Jet Grout* e o de apenas uma laje é de cerca de 44%.

Quanto mais profunda é a escavação maior é a diferença de deslocamento horizontal entre os dois cálculos com dois níveis de solo tratado. Nesta escavação a diferença da localização da “laje móvel” entre os 26 m - 28 m e os 18,6 m - 20,6 m corresponde a cerca de 13% do volume de solo deslocado.

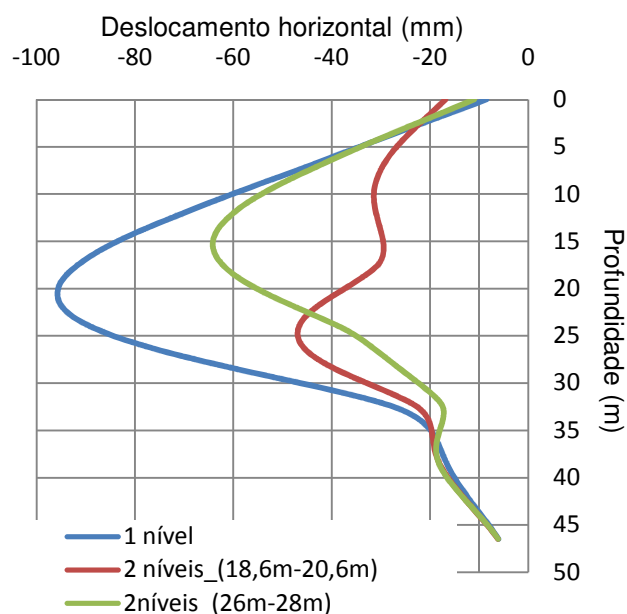


Figura 6.36 - Deslocamentos horizontais da parede de contenção, no final da Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.

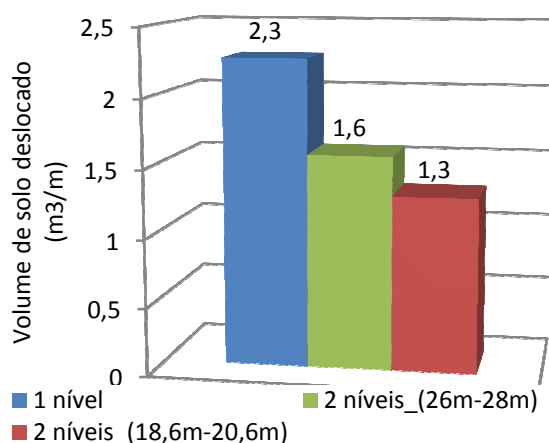


Figura 6.37 - Volume de solo horizontalmente deslocado, no final da Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.

A Figura 6.38 revela as linhas dos assentamentos do solo à superfície para as três análises em estudo. O cálculo “2 níveis_(18,6m-20,6m)” é o que apresenta menores assentamentos, com uma redução de mais de 50% relativamente ao cálculo em que apenas é realizada uma laje de *Jet Grout*. A partir dos 80 m de afastamento da parede de contenção as diferenças entre os assentamentos dos diversos cálculos são bastante pequenas.

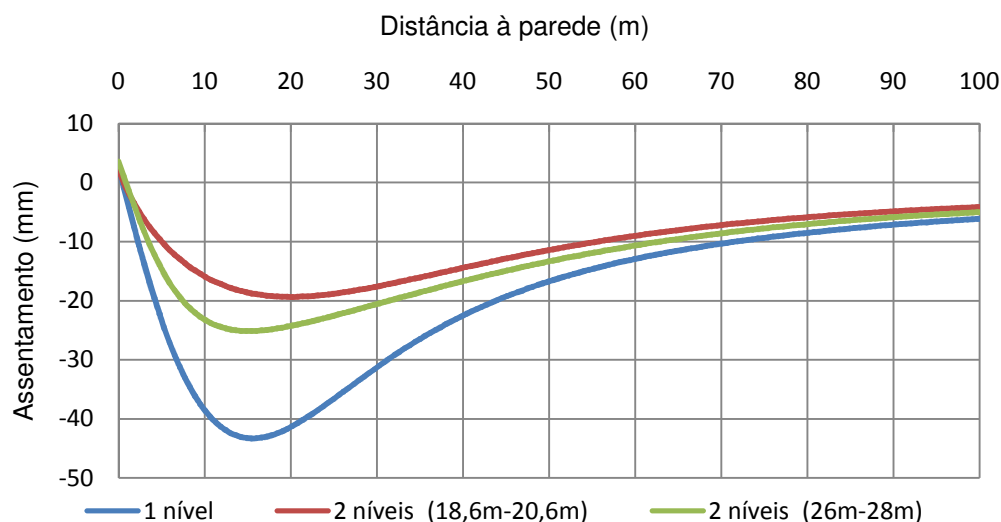


Figura 6.38 - Assentamentos da superfície, no fim da Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de tratamento.

As Figura 6.39 e 6.40 contêm, para as diversas análises realizadas, os esforços de momento flector e transversal na parede de contenção.

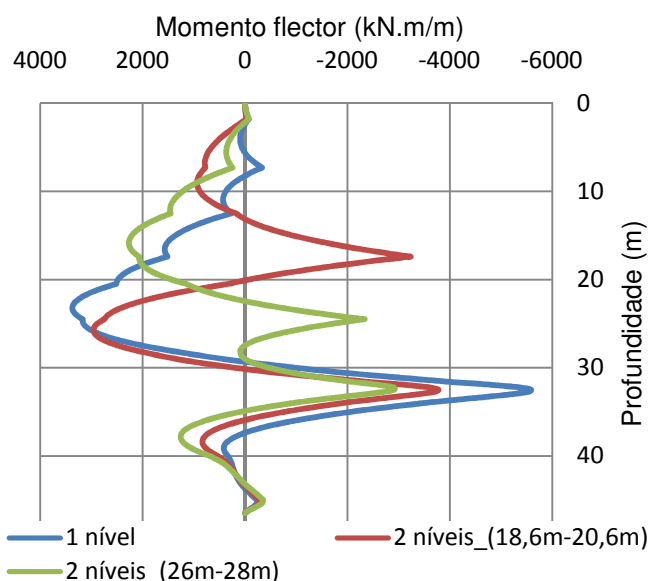


Figura 6.39 - Diagrama de momento flector na parede de contenção, no fim da Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.

Do exame da Figura 6.39 conclui-se imediatamente o benefício da realização de duas lajes de *Jet Grout* na redução dos momentos máximos positivos e negativos. O cálculo “2 níveis_(26m-28m)”, seleccionado no subcapítulo 6.3 de acordo com o critério esforços, é o que apresenta os momentos flectores positivo e negativo máximos mais reduzidos. Relativamente ao cálculo com uma só laje, a redução de momento negativo é de cerca de 48%.

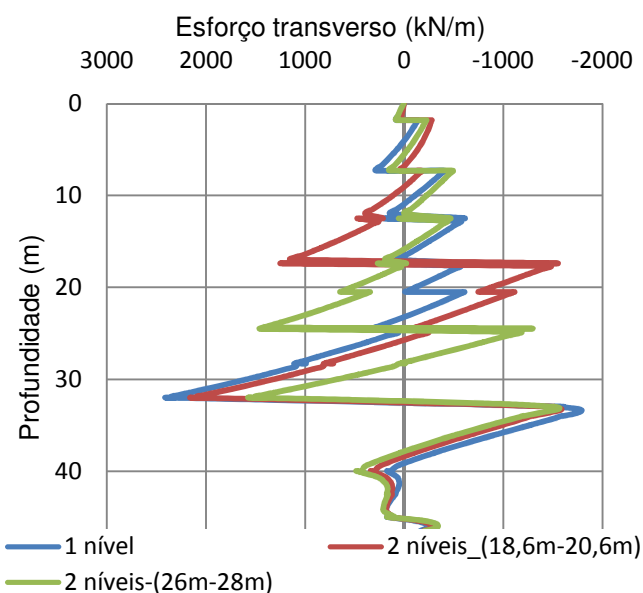


Figura 6.40 - Diagrama de esforço transversal na parede de contenção, no fim da Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.

Relativamente ao esforço transversal, verifica-se que a realização de duas lajes de *Jet Grout* permite uma redução considerável do esforço máximo. Essa redução é particularmente relevante para o esforço transversal positivo, correspondendo relativamente ao cálculo “1 nível” a uma diminuição de 35%.

Quadro 6.20 - Momentos flectores e esforços transversos máximos na Escavação E32, para os cálculos com 1 e 2 níveis de solo tratado.

	Cálculos		
	2 níveis (18,6m-20,6m) (kN.m/m)	2 níveis (26m-28m) (kN.m/m)	1 nível (kN.m/m)
Mom⁺_{máx}	2955	2266	3367
Mom⁻_{máx}	-3777	-2917	-5586
V⁺_{máx}	2145	1557	2402
V⁻_{máx}	-1586	-1566	-1792

A Figura 6.41 ilustra, para os três cálculos, a evolução das forças nos sete níveis de escoras.

O facto de serem escavados 32 m de solo levou a que, tal como os deslocamentos e esforços na parede, também a força global mobilizada nos diversos níveis de escoramento fosse superior à apresentada nas restantes escavações.

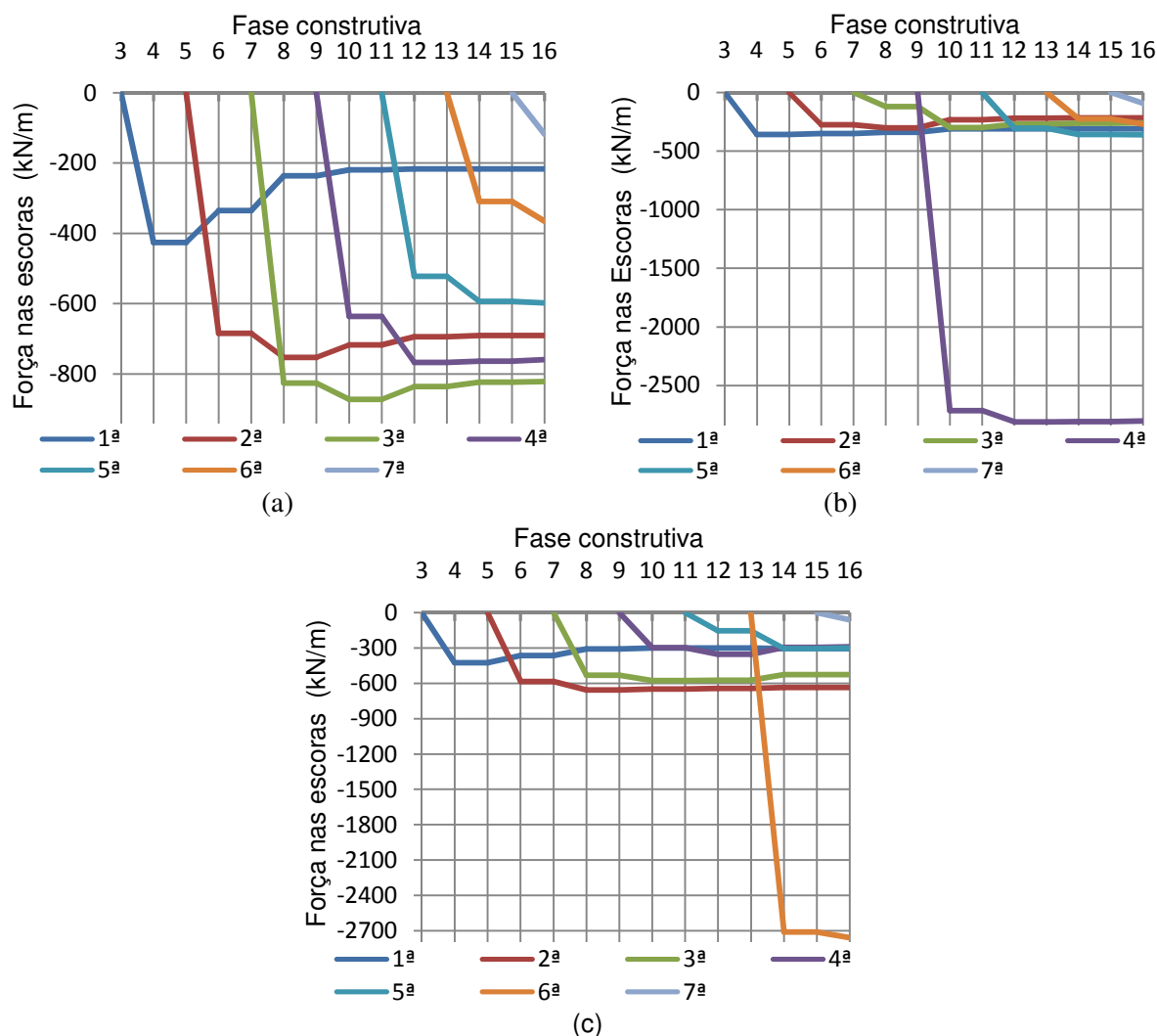


Figura 6.41 - Força nos diversos níveis de escoramento para a Escavação E32: a) cálculo "1 nível"; b) cálculo "2 níveis (18,6m-20,6m)"; c) cálculo "2 níveis (29,5m-31,4m)".

Tal como na Escavação E26, para os cálculos com duas lajes de *Jet Grout*, no nível de escoras mais próximo da “laje móvel” é mobilizado um esforço de compressão superior à soma dos esforços nas restantes escoras após o desmonte da laje. Da análise da Figura 6.41c conclui-se que o esforço médio em todos os níveis de escoras (excepto o nível 6) é substancialmente superior ao da Figura 6.41b. Este aspecto está relacionado com o facto de na Figura 6.41c a “laje móvel” estar localizada a uma profundidade superior à homóloga da Figura 6.41b e, por isso, o seu desmonte implicar um esforço muito elevado do penúltimo nível de escoras (nível 6). Este nível mobilizou a força máxima muito próximo do final da escavação e por isso os níveis de escoras anteriores sofreram um ligeiro aumento.

6.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após o estudo, no subcapítulo 6.3, da melhor localização para o posicionamento de uma segunda laje de solo tratado, elaborou-se nos Quadros 6.22 e 6.24 um resumo dos dois critérios obtidos bem como das conclusões mais relevantes.

O primeiro critério está presente no Quadro 6.22 e é relativo ao posicionamento da “laje intermédia” tendo em conta os deslocamentos horizontais da parede de contenção e os assentamentos do solo à superfície. É de referir que neste estudo, para além das cinco escavações estudadas, são também apresentadas conclusões relativas a duas outras escavações (E8,5 e E20), com características comuns, mas naturalmente com a variação da profundidade de escavação e do número de fases. A necessidade de realização destas duas escavações esteve relacionada com o objectivo de balizar com maior rigor o critério referido. Os cálculos relativos a estas duas escavações não são apresentados.

O segundo critério é divulgado no Quadro 6.24 e está relacionado com a melhor localização da mesma laje de *Jet Grout* em relação aos momentos flectores e esforços transversos.

O Quadro 6.21 apresenta os principais dados que levaram à obtenção do critério deslocamentos.

Quadro 6.21 - Quadro resumo do melhor posicionamento para o solo tratado - critério deslocamentos.

Escavação	E8,5	E12	E18	E20	E26	E32	E38
h, profundidade escavada (m)	8,5	12	18	22	26	32	38
H, Espessura de solo mole (m)	40						
h/H	0,21	0,30	0,45	0,55	0,65	0,80	0,95
Posicionamento, da "laje móvel" acima ou abaixo do fundo de escavação	abaixo	abaixo	abaixo	acima	acima	acima	acima
Profundidade do tratamento (m)	20-22	24-26	28-30	13,7-15,7	13,7-15,7	18,6-20,6	22-24

Para o melhor estabelecimento de um critério, definiu-se a relação h/H , em que h simboliza a profundidade de escavação e H a espessura de solo até ao firme. Esta relação tem assim em conta directa e indirectamente os três primeiros tópicos estabelecidos do subcapítulo 6.1, são eles:

- o posicionamento do solo tratado;

- a profundidade a que se encontra o estrato firme;
- a profundidade da escavação.

Da análise das informações e relações patentes no Quadro 6.21 estabeleceu-se o critério geral apresentado no Quadro 6.22. Este critério assume como referência o nível do solo à superfície.

Quadro 6.22 - Critério de posicionamento da "laje móvel" para o melhor deslocamento horizontal da parede de contenção e assentamento do solo à superfície.

h/H	$< 0,5$	$> 0,5$
Posicionamento do eixo da "laje móvel"	$h + \alpha(H-h)$ (c/ $\alpha = 0,4$ a $0,5$)	$0,55h$ a $0,65h$

Com a realização da escavação E20 ficou confirmada a “inversão” no posicionamento da segunda laje de tratamento. Assim, para escavações em que a relação h/H seja inferior a 0,5 o eixo da segunda laje de Jet Grout deve ser posicionado a uma profundidade (relativamente à superfície) entre $h + 0,4(H-h)$ e $h + 0,5(H-h)$. A “laje fixa” deve ser sempre posicionada imediatamente abaixo da base de escavação.

Quando a relação h/H é superior a 0,5 o eixo da “laje móvel” deve ser posicionado acima da base de escavação e a uma profundidade entre $0,55h$ e $0,65h$.

Relativamente ao critério “esforços”, são apresentadas no Quadro 6.23 as melhores localizações do tratamento para cada uma das escavações estudadas. Note-se que para além das escavações E18, E26 e E32, para as quais foram apresentados os gráficos de momentos flectores e esforços transversos, foram também obtidos resultados para os cálculos E12 e E38 no sentido de balizar o critério divulgado no Quadro 6.24.

Quadro 6.23 - Quadro resumo do melhor posicionamento para o solo tratado - critério esforços .

Escavação	E12	E18	E26	E32	E38
h, profundidade escavada (m)	12	18	26	32	38
H, espessura de solo mole (m)	40				
h/H	0,30	0,45	0,65	0,80	0,95
Posicionamento, da "laje móvel" acima ou abaixo do fundo de escavação	abaixo	abaixo	acima	acima	acima
Profundidade do tratamento (m)	18-20	24-26	18,6-20,6	26-28	29,5-31,5

Da análise de resultados conclui-se que, tal como as informações apresentadas no Quadro 6.21, para as escavações em que a relação $h/H < 0,5$ o melhor posicionamento da laje continua a ser abaixo da base de escavação. No entanto, a laje situa-se agora a uma profundidade menor (em média cerca de 5 m acima da posição apresentada para o critério dos deslocamentos).

Nas escavações em que a relação $h/H > 0,5$, o melhor posicionamento da laje continua a ser acima da base de escavação. No entanto, o seu eixo está agora situado mais próximo do eixo da “laje fixa” (em média cerca de 8 m abaixo da posição apresentada no critério dos deslocamentos).

No geral pode afirmar-se que, relativamente ao critério anterior, para se obterem os esforços de dimensionamento mais favoráveis, a laje deve ser posicionada a uma distância menor relativamente à “laje fixa”. Este facto está relacionado com uma distribuição mais eficaz de esforços entre as duas lajes.

Os dados patentes no Quadro 6.24 pretendem servir de critério geral de posicionamento da “laje móvel”. Tal como no Quadro 6.22 foi definida uma fronteira para quando a relação h/H atinge o valor de 0,5. Ambos os critérios presentes assumem como referência o nível do solo à superfície.

Quadro 6.24 - Critério de posicionamento da “laje móvel” para os melhores esforços de dimensionamento da parede de contenção.

Relação h/H	< 0,5	>0,5
Posicionamento do eixo da “laje movel”	$h+\alpha(H-h)$ (c/ $\alpha = 0,25$ a $0,32$)	$0,75h$ a $0,95h$

Concluiu-se no subcapítulo 6.3.6 que o posicionamento da “laje móvel” deve sempre situar-se imediatamente abaixo da base de cada uma das fases de escavação intermédias, para que assim o deslocamento da parede de contenção seja minorado. Nestes casos, o nível de escoramento anterior à “laje móvel”, deve ser localizado o mais próximo possível (obviamente dentro dos limites de exequibilidade) e o seu dimensionamento deve ter em conta o acréscimo de esforço axial resultante da desactivação da “laje móvel”.

Por último, no subcapítulo 6.4 ficou expressa a vantagem da realização de uma escavação com dois níveis de tratamento ao invés de um único. A redução no valor dos deslocamentos horizontais, assentamentos do solo à superfície e momentos máximos depende de inúmeros factores (patentes no subcapítulo 6.1). No Quadro 6.25 é apresentado um resumo, para cada uma das escavações estudadas, da comparação entre o cálculos com um nível de tratamento e o que apresenta melhores resultados com duas lajes de *Jet Grout* (no caso dos deslocamentos foi realizada comparação com o cálculo de 2 níveis de laje seleccionado pelo critério “deslocamentos”, no caso dos esforços a comparação foi realizada com o cálculo seleccionado pelo critério “esforços”).

Quadro 6.25 - Resumo, para as diversas escavações, da diferença entre o cálculo com 1 nível de tratamento e o melhor com 2 níveis de tratamento.

	Cálculos		
	E18	E26	E32
Mom. máx ⁺	+10%	-10%	-33%
Mom. máx ⁻	-35%	-33%	-48%
V máx ⁺	-15%	-23%	-35%
V máx ⁻	-35%	-13%	-12%
Máximo deslocamento horizontal (m)	-2%	-60%	-51%
Volume. de solo horizontalmente deslocado (m ³ /m)	-27%	-38%	-44%

Da análise do Quadro 6.25 constata-se que quanto maior é a profundidade de escavação maior é o benefício propiciado pela segunda laje de *Jet Grout*.

No cálculo E32 a realização da “laje móvel” de *Jet Grout* entre os 18,6 m e 20,6 m permitiu uma redução de aproximadamente 50% do deslocamento horizontal máximo da parede de contenção.

A realização de duas lajes de solo tratado proporciona uma redução mais acentuada do esforço de momento flector do que do esforço transversal.

Apenas uma nota final para comentar o facto de não ter sido empregue qualquer pré-esforço em algum nível de escoramento. A conjugação do seu emprego juntamente com a localização das duas lajes de *Jet Grout* conduziria certamente a resultados ainda mais relevantes, principalmente no que concerne ao controlo dos deslocamentos horizontais da parede de contenção.

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação pretendeu contribuir para o conhecimento sobre o uso de lajes de solo tratado em escavações profundas com solos argilosos moles de grande possança.

As principais conclusões extraídas de cada um dos capítulos são as que se enunciam em seguida.

No capítulo 2 apresentaram-se diferentes técnicas de melhoramento das propriedades do solo bem como casos práticos em que as mesmas foram aplicadas a escavações profundas em solos moles. Constatou-se que desde a década de 60 se tem verificado um grande desenvolvimento no modo como se processa o tratamento do solo. A versatilidade das técnicas actuais permite a realização de geometrias de tratamento diversas que, em escavações profundas, têm permitido o controlo dos deslocamentos horizontais, dos movimentos no solo à superfície e a rotura do fundo de escavação. Técnicas recentes como o *Cutter Soil Mixing* ou o *Super Jet Grouting* permitem a obtenção de resistências elevadas de solo uniformemente tratado. No futuro, estas e outras técnicas podem conduzir à obtenção de deslocamentos praticamente nulos das paredes de contenção de escavações.

No capítulo 3 foi discutida a questão da resistência mobilizada na interface entre a laje de *Jet Grouting* e a parede de contenção, tendo-se concluído que o valor é relativamente baixo. Foi admitido um ângulo de atrito de 25° que garantiu a inexistência de problemas de escorregamento na interface. Verificou-se ainda neste capítulo que a realização de uma laje de solo tratado imediatamente abaixo da base de escavação permite, relativamente a uma escavação sem tratamento do solo, a redução dos deslocamentos horizontais da parede para metade e a redução dos assentamentos do solo à superfície em duas vezes e meia. Os esforços nos níveis de escoras são também reduzidos, sendo a redução especialmente relevante nos níveis mais próximos da laje de solo tratado. No entanto, os esforços transversos e os momentos flectores sofrem agravamentos significativos.

No capítulo 4 são apresentados cálculos em que foi considerada uma redução progressiva da resistência da laje de *Jet Grout*, mantendo a rigidez constante. Das análises realizadas concluiu-se que quanto mais baixa é a resistência da laje e maior o progresso da escavação, mais próximo da parede de contenção se verifica a compressão máxima das secções da laje e “horizontalidade” da deformada. A rotura da laje ocorre para a Fase 8, do cálculo em que a resistência da laje é menor, quando a tensão tangencial é máxima e se desenvolve um plano de rotura com inclinação de aproximadamente 69°, que se inicia no topo da laje, junto da parede de contenção, e termina na base da laje de solo tratado. Nessas circunstâncias, a tensão de compressão não atinge o valor máximo, pois deixa de ser tensão

principal. Com a realização de um cálculo com maior número de fases (mantendo a mesma profundidade final de escavação), concluiu-se que nas fases que antecedem a rotura da laje se verificam indícios desse facto. O deslocamento da parede é sucessivamente menor, a plastificação da laje é sucessivamente maior e o levantamento da laje é também, de fase para fase, cada vez menor.

No capítulo 5 foi realizado um conjunto de cálculos em que se procedeu à redução simultânea da rigidez e da resistência da laje de *Jet Grout*. Das análises realizadas conclui-se que, relativamente aos cálculos em que apenas é reduzida a propriedade resistente, há em média um aumento superior a 20% nos deslocamentos horizontais da parede de contenção. A tensão de compressão na laje é, relativamente aos cálculos do capítulo 4, mais baixa. Este facto explica que, apesar de alguns cálculos ser alcançada a tensão tangencial máxima, não ocorra a rotura da laje. Há, assim, um rearranjo interno da própria laje que impede o seu colapso.

No capítulo 6 foram realizadas diversas análises cujo objectivo foi, numa fase inicial, determinar a melhor localização para o posicionamento de uma segunda laje de solo tratado sendo a primeira sempre posicionada imediatamente abaixo da base de escavação. Foram obtidos dois critérios, um em que o posicionamento da laje tem por base a obtenção dos menores deslocamentos e assentamentos, e o segundo em que o posicionamento da laje tem como objectivo a obtenção dos menores esforços na parede. Concluiu-se, para os dois critérios, que quando a razão da profundidade de escavação pela possança do estrato mole é inferior a 0,5 o melhor posicionamento da segunda laje é abaixo da base final de escavação; quando o valor da mesma relação é superior a 0,5 o melhor posicionamento da segunda laje é acima da base final de escavação.

Neste capítulo foi também realizada uma comparação, em termos de esforços e deslocamentos, entre diversas escavações com um e dois níveis de solo tratado. Concluiu-se que a diferença é tanto mais pronunciada quanto maior é a profundidade de escavação. Relativamente aos esforços, a redução é maior para o esforço de momento flector (em média cerca de 30%) do que para o esforço transversal (em média cerca de 20%). Nos deslocamentos da parede o efeito é mais notório para escavações com a razão da profundidade de escavação pela possança de estrato é superior a 0,5. Neste caso a redução é de cerca de 40%.

Conclui-se que o tratamento do solo por *Jet Grouting* ou por técnica equivalente terá 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.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No que se refere a desenvolvimentos futuros no âmbito deste tema, entende-se que estes devam de ser dirigidos sobre as seguintes questões, entre outros:

- executar análises num programa 3D (PLAXIS 3D foundation) com a realização de painéis verticais (pela técnica CSM), variando o espaçamento longitudinal e a profundidade;
- estender as análises a outros maciços e escavações de modo a balizar os critérios obtidos no capítulo 6.

BIBLIOGRAFIA

- BRUCE, D. A. & BRUCE M. E. C. (2002). *The Practitioner's Guide to Deep Mixing*. Proceedings of 3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment, ASCE.
- BURKE, G. K. (2004) *Jet Gouting systems: Advantages and Disadvantages*. Proceedings of the Conference American Society of Civil Engineerings, ASCE.
- 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.
- 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.
- HO, C. E., LIM, C. H. e TAN, C. G. (2005). *Jet Grouting Applications for Large-Scale Basement in Soft Clay*. Proceedings of Geo-Frontiers 2005 Congress, ASCE.
- 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. e ANDRESEN, L. (2007). *Design of deep excavations in soft clays*. XIV ECSMGE, Madrid. pp. 75-99.
- KARLSRUD, K. e ANDRESEN, L. (2008). *Design and performance of deep excavations in soft clays*. 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, VA.
- KARLSRUD, K., ENGELSTAD, WUNSCH, R. e SVARD, D. (2005). *Diaphragm walls with cross-walls used to prevent bottom heave*. Proc. 5th Int. Symp. TC28-Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground, Amsterdam, 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.
- MASSARSCH, K. R. e TOPOLNICKI, M. (2005). *Regional Report: European Practice of Soil Mixing Technology*. Proc. Int. Conf. On Deep Mixing Best Practice and Recent Advances, Stockholm, pp 129-144.
- 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. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*, Textos de Apoio, FEUP.
- MATOS FERNANDES, M. (1995). *Mecânica de Solos II Volume*, FEUP.
- MATOS FERNANDES, M. e ALMEIDA E SOUSA, J. (2003). *Deep excavation in soft soils. Classical and new solutions to control the movements*. In The Challenges of Engineering in Portugal, www.odebrecht.com, pp. 203-214.

- NIKBAKHTAN, B. & OSANLOO, M. (2008). *Effect of grout pressure and grout flow on soil physical and mechanical properties in jet grouting operations*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 46, pp. 498-505.
- O' ROURKE, T. D. & 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., TENG, F. C., & WANG, I. W. (2007). *Analysis and design of partial ground improvement in deep excavations*. Computers and Geotechnics, ELSEVIER, Vol. 35, pp. 576-584.
- 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. 706-716.
- PEREIRA, C.D.D. (2007). *Aplicação de Jet Grouting em Escavações Profundas em Solos Moles*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil, FEUP.
- Reference Manual Plaxis v8.2.
- STOETZER, E., GERRESSEN, F. W. & SCHOEPP, M. (2006) *CSM Cutter Soil Mixing - A new technique for the construction of subterranean walls – Initial experiences gained on completed projects*, In: 10th Int. Piling Conference, Amsterdam, BAUER Maschinen, Schrobenehausen, Germany.
- WANG, J. G., OH, B. & LIM, S. W. & KUMAR, G. S. (1999). *Effect of different Jet-Grouting installations on neighboring structures*. Proceedings of the 5th International symposium on field measurements in geomechanics, Singapore, pp. 511-516.
- WARNER, J. (2004). *Practical Handbook of Grouting*. Soil, Rock and Structures. John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, NJ.
- WEN, D. (2005). *Use of Jet Grouting in Deep Excavations*. In *Ground Improvement - Case Histories*, pp. 357-370, ELSEVIER, Oxford, UK.
- WONG, I. H. e POH, T. Y. (2005). *A case history of jet grouting in marine clay*. In *Ground Improvement - Case Histories*, pp. 371-408, ELSEVIER, Oxford, UK.