

**TRATAMENTO DE FUNDO DE  
ESCAVAÇÕES PROFUNDAS ATRAVÉS DO  
RECURSO A INCLUSÕES DE COLUNAS  
DE *JET-GROUTING***

O caso de estudo da *Station Pôle Universitaire*  
do Metro de Argel

**FILIPA CUSTÓDIO CORREIA**

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

---

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da  
Fonseca

---

Coorientador: Engenheiro Miguel Filipe Menezes da Conceição

JULHO DE 2016

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto: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](mailto: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 - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais, Irmã e Família

*Work hard in silence: let success make the noise*

*Frank Ocean*



## **AGRADECIMENTOS**

Quero expressar o meu agradecimento a todas as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para a elaboração da presente dissertação, nomeadamente:

- Ao Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca, orientador desta dissertação, por ter tornado este trabalho possível, pela disponibilidade, ajuda e motivação demonstrados;
- Ao Engenheiro António Fonseca, por toda a disponibilidade, paciência e pela amizade que ofereceu;
- Ao Engenheiro Miguel Conceição, pela disponibilidade e boa disposição que sempre demonstrou;
- Ao Professor Jaime Santos, pelos conhecimentos transmitidos e pela ajuda na elaboração desta dissertação;
- Aos meus pais e irmã por terem acreditado sempre em mim e pelo esforço que se submeteram para tornar este meu caminho possível;
- Aos meus amigos da faculdade, pela amizade, pela força, pelo espírito de companheirismo e entajuda que sempre revelaram;
- A “malta” do futebol CENORiano, que tornaram o meu tempo em Lisboa menos solitário e aborrecido;
- Aos colaboradores da CENOR<sup>®</sup>, que de uma maneira ou outra sempre me integraram e me fizeram sentir parte da equipa.



## RESUMO

Com a presente dissertação procura-se estudar uma aplicação prática de uma solução menos corrente de tratamento do fundo de escavação, a qual recorre a uma solução de tratamento com recurso a inclusões discretas de colunas de *jet-grouting* em substituição de tratamentos integrais do tipo laje correntemente utilizadas. Para além da pesquisa bibliográfica, o trabalho consiste na realização de análises por elementos finitos com o programa de cálculo automático PLAXIS® 2D e PLAXIS® 3D, tendo por base o cenário geotécnico e as características das escavações da Estação *Pôle Universitaire* do Metro de Argel.

O comportamento de escavações profundas é abordado, com destaque para os movimentos associados à escavação, os valores típicos dos deslocamentos das paredes de contenção e dos assentamentos à superfície e o controlo das deformações. As técnicas *Deep soil mixing e Compaction grouting* para melhoramento dos solos são sucintamente apresentadas, e a técnica *Jet-grouting* é aprofundada, principalmente no que diz respeito à modelação de colunas de *jet-grouting*. É realizada uma apresentação geral da Estação *Pôle Universitaire* do Metro de Argel.

São realizados três estudos numéricos: validar a solução de tratamento de fundo de escavação através do recurso a colunas discretas de *jet-grouting*; perceber o efeito que a utilização de um modelo constitutivo que tenha em conta o estado de tensão induzido ao longo do processo de carregamento pode ter nos resultados; e determinar o modelo mais adequado, variando parâmetros, modelos constitutivos, malha e dimensões das colunas de *jet-grouting*, para validar esta solução de tratamento de fundo de escavação.

No final são extraídas as conclusões mais relevantes e indicadas algumas linhas potenciais de desenvolvimento futuro no aprofundamento do tema.

PALAVRAS-CHAVE: Escavações profundas, colunas de *jet-grouting*, análise por elementos finitos.



## ABSTRACT

With a present dissertation, we seek to study a practical implementation of a less common solution of ground improvement in excavations, which uses a treatment solution with use of discrete inclusions of jet-grouting columns replacing integral treatment of the type of slab commonly used. In addition to the bibliographical research, this essay consists in the analysis of finite elements with the automatic calculation program PLAXIS<sup>®</sup> 2D and PLAXIS<sup>®</sup> 3D, based on the geotechnical scenario and excavations characteristics of *Pôle Universitaire* Metro Station in Algiers.

The behaviour of deep excavations is addressed, especially regarding movements associated with the excavation, the typical values of retaining walls displacements and settlements on the surface and the deformations control. The techniques Deep soil mixing and Compaction grouting for soil improvement are briefly presented, and Jet grouting technique is comprehensively detailed, especially regarding Jet-grouting columns modelling. It is also included a general presentation of the *Pôle Universitaire* Station of Algiers Metro.

Three numeric studies were conducted: validating the solution of ground improvement in deep excavation through the use of discrete columns of jet grouting; understanding the effect that the use of a constitutive model which takes into account the induced tense state during the charging process may have on the results; and determine the most appropriate model, varying parameters, constitutive models, mesh and size of the jet-grouting columns, to validate this solution of ground improvement.

In the end, the most relevant conclusions are presented and it is also indicated some potential lines of future in-depth study on the subject.

**KEYWORDS:** Deep excavations, jet-grouting, finite elements analyses.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	I
<b>RESUMO</b> .....	III
<b>ABSTRACT</b> .....	V
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>2 ESCAVAÇÕES PROFUNDAS</b> .....	3
<b>2.1. INTRODUÇÃO</b> .....	3
<b>2.2. FATORES QUE INFLUENCIAM O MOVIMENTO DO SOLO</b> .....	3
2.2.1. CONDIÇÕES DA ÁGUA NO SOLO .....	4
2.2.2. ESTADO DE TENSÃO INICIAL .....	4
2.2.3. PROPRIEDADES DO MACIÇO .....	5
2.2.4. SEQUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO E QUALIDADE DE MÃO-DE-OBRA .....	7
2.2.5. EFEITOS DO PRÉ-ESFORÇO DOS ELEMENTOS DE APOIO DA CORTINA .....	9
2.2.6. RIGIDEZ DOS ELEMENTOS DE APOIO DA CORTINA .....	10
2.2.7. RIGIDEZ, ALTURA ENTERRADA E CONDIÇÕES DE APOIO DO PÉ DA CORTINA .....	12
<b>2.3. DESLOCAMENTOS</b> .....	14
2.3.1. ASSENTAMENTOS À SUPERFÍCIE DO TERRENO .....	14
2.3.2. DESLOCAMENTOS LATERAIS DA PAREDE .....	17
2.3.3. RELAÇÃO ENTRE OS DESLOCAMENTOS DA PAREDE DE CONTENÇÃO E OS ASSENTAMENTOS À SUPERFÍCIE DO TERRENO .....	23
<b>2.4. CONTROLO DE DEFORMAÇÃO</b> .....	27
2.4.1. CASO HISTÓRICO: EDIFÍCIO DINGDING BUND .....	28
<b>2.5. TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DOS SOLOS EM ESCAVAÇÕES PROFUNDAS</b> .....	30
2.5.1. <i>DEEP SOIL MIXING</i> (DSM) .....	31
2.5.2. <i>COMPACTION GROUTING</i> .....	33
2.5.3. <i>JET-GROUTING</i> .....	34
<b>2.6. ESTABILIDADE DE FUNDO DE ESCAVAÇÃO</b> .....	35
2.6.1. NÚMERO DE ESTABILIDADE .....	35
2.6.2. ESTABILIDADE DA BASE EM ESCAVAÇÕES PROFUNDAS .....	36

<b>3 APRESENTAÇÃO DA ESTAÇÃO PÔLE UNIVERSITAIRE DO METRO DE ARGEL</b> .....	39
<b>3.1. INTRODUÇÃO</b> .....	39
<b>3.2. ENQUADRAMENTO DA OBRA NO LOCAL</b> .....	39
<b>3.3. CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS</b> .....	40
<b>3.4. CONDIÇÕES HIDROGEOLÓGICAS</b> .....	43
<b>3.5. RESUMO DOS PARÂMETROS</b> .....	43
<b>3.6. SOLUÇÃO ADOTADA</b> .....	44
<b>4 JET-GROUTING</b> .....	47
<b>4.1. INTRODUÇÃO</b> .....	47
<b>4.2. BREVE HISTÓRIA SOBRE O JET-GROUTING</b> .....	47
<b>4.3. EXECUÇÃO DE JET-GROUTING</b> .....	48
4.3.1. EQUIPAMENTO.....	48
4.3.2. PROCEDIMENTO.....	49
4.3.3. SISTEMAS DE JET-GROUTING.....	51
<b>4.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS</b> .....	52
<b>4.5. FORMAS DE SE USAR A TÉCNICA JET-GROUTING</b> .....	52
<b>4.6. GARANTIA DE QUALIDADE E PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES</b> .....	53
<b>4.7. CARACTERÍSTICAS FINAIS DO MATERIAL TRATADO</b> .....	54
4.7.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS.....	54
4.7.2. RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MATERIAL TRATADO.....	58
4.7.3. MODELOS CONSTITUTIVOS.....	63
4.7.3.1. Shotcrete.....	64
<b>5 CÁLCULOS E ANÁLISE DE RESULTADOS</b> .....	71
<b>5.1. INTRODUÇÃO</b> .....	71
<b>5.2. PROCEDIMENTOS E CONDICIONANTES PARA A SOLUÇÃO DE PROJETO</b> .....	71
<b>5.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA</b> .....	72
5.3.1. DESCRIÇÃO DA SECÇÃO TIPO PARA A MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	72
5.3.2. PARÂMETROS DE CÁLCULO A TER EM CONSIDERAÇÃO.....	73
5.3.2.1. Parâmetros das estruturas de suporte.....	73
5.3.2.2. Parâmetros geotécnicos.....	74
5.3.2.3. Condições hidrológicas.....	76

5.3.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO .....	76
<b>5.4. ESTUDO 1 .....</b>	<b>78</b>
5.4.1. APRESENTAÇÃO.....	78
5.4.2. RESULTADOS.....	79
<b>5.5. ESTUDO 2 .....</b>	<b>86</b>
5.5.1. APRESENTAÇÃO.....	86
5.5.1.1. Modelo <i>Hardening Soil</i> .....	86
5.5.1.2. Relação entre o módulo de deformabilidade de referência do <i>Hardening Soil</i> e o módulo de referência de Ménard .....	89
5.5.1.3. Determinação dos parâmetros a usar no modelo <i>Hardening Soil</i> na camada de areias siltosas.....	90
5.5.2. RESULTADOS.....	95
<b>5.6. ESTUDO 3 .....</b>	<b>100</b>
5.6.1. APRESENTAÇÃO.....	100
5.6.2. RESULTADOS.....	104
<b>6 CONCLUSÕES .....</b>	<b>109</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>113</b>
<b>ANEXO 1</b>	
<b>ANEXO 2</b>	



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos da parede (Potts e Fourie, 1984) .....	5
Figura 2.2 - Assentamentos previsíveis junto a escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck, 1969) .....	6
Figura 2.3 - Escavação estudada com uma cortina de betão armado moldada no terreno (Matos Fernandes, 1990) .....	6
Figura 2.4 - Deslocamentos da parede moldada medidos e calculados “a posteriori”: a) fase 2; b) fase 5 (Matos Fernandes, 1990) .....	7
Figura 2.5 - Deslocamentos observados na cortina por Clough e Davidson (1977) .....	8
Figura 2.6 - Dependência dos movimentos associados à escavação em relação ao nível e à distribuição dos pré-esforços das ancoragens (Matos Fernandes, 1990) .....	9
Figura 2.7 - Comparação dos estados de tensão no solo remanescente para distribuições dos pré-esforços das ancoragens dos tipos trapezoidal e triangular (Matos Fernandes, 1990) .....	10
Figura 2.8 - Evolução da razão da rigidez efetiva pela teórica com o pré-esforço aplicado escoramento (O’Rourke, 1981) .....	11
Figura 2.9 - Estado de tensão abaixo do nível de escavação: a) elementos analisados; b) cortina muito flexível; c) rotura de fundo; d) cortina com grande rigidez e encastrada num estrato rijo subjacente (Matos Fernandes, 1990) .....	12
Figura 2.10 - Dependência dos deslocamentos da parede relativamente ao número de estabilidade da base e ao parâmetro de rigidez (Goldberg <i>et al.</i> , 1976) .....	13
Figura 2.11 - Prolongamento da cortina para assegurar a estabilidade do fundo da escavação (Matos Fernandes, 1990) .....	14
Figura 2.12 - Assentamentos observados em escavações em argilas moles a médias sobrepostas na carta de Peck (Clough & O’Rourke, 1990) .....	15
Figura 2.13 - Distribuição dos assentamentos normalizados do terreno na área envolvente à escavação (Wang <i>et al.</i> , 2010) .....	16
Figura 2.14 - Relação entre os assentamentos do terreno e a distância à parede no tardo (Liu <i>et al.</i> , 2011) .....	16
Figura 2.15 - Relação entre os assentamentos do terreno normalizado com a distância à parede normalizada (Wang <i>et al.</i> , 2010) .....	17
Figura 2.16 - Relação entre assentamentos na superfície do terreno com a profundidade de escavação (Wang <i>et al.</i> , 2010) .....	17
Figura 2.17 - Relação dos deslocamentos laterais máximos da parede com a profundidade de escavação dependendo do tipo de sistema de suporte (Wang <i>et al.</i> , 2010) .....	19
Figura 2.18 - Relação entre os deslocamentos laterais máximos da parede e a profundidade de escavação (Liu <i>et al.</i> , 2011) .....	20

Figura 2.19 - Relação entre os deslocamentos laterais máximos da parede e a profundidade de escavação (Gao <i>et al.</i> , 2011) .....	20
Figura 2.20 - Relação entre a localização do deslocamento lateral máximo e a profundidade de escavação (Gao <i>et al.</i> , 2011) .....	21
Figura 2.21 - Relação entre a localização do deslocamento lateral máximo e a profundidade de escavação (Wang <i>et al.</i> , 2010).....	21
Figura 2.22 - Relação entre os deslocamentos laterais máximos da parede e o fator de segurança contra o levantamento do fundo de escavação (Liu <i>et al.</i> , 2011) .....	22
Figura 2.23 - Relação entre os deslocamentos laterais máximos da parede e o fator de segurança contra o levantamento do fundo de escavação (Wang <i>et al.</i> , 2010).....	22
Figura 2.24 - Deslocamentos associados a uma escavação suportada por uma cortina com boas condições no pé (Matos Fernandes, 1990).....	23
Figura 2.25 - Deslocamentos associados a uma escavação para várias alturas enterradas da cortina (Matos Fernandes, 1990) .....	24
Figura 2.26 - Relação entre os deslocamentos da parede e os assentamentos na superfície (O'Rourke, 1981).....	25
Figura 2.27 - Relação entre os assentamentos máximos na superfície e os deslocamentos máximos e médios da parede (Matos Fernandes, 1990) .....	25
Figura 2.28 - Movimentos típicos de uma estrutura de suporte flexível: a) fase autoportante; b) níveis de apoio em serviço (Matos Fernandes, 1990).....	26
Figura 2.29 - Assentamentos máximos do terreno versus deslocamentos máximos laterais da parede (Wang <i>et al.</i> , 2010) .....	27
Figura 2.30 - Planta da escavação do edifício DingDing Bund.....	29
Figura 2.31 - Ilustração da sequência de escavações.....	29
Figura 2.32 - Deslocamentos laterais da parede: (a) CX1 (zona dos túneis); (b) CX5; (c) CX11 (zona dos edifícios) .....	30
Figura 2.33 - Processo de escavação: a) <i>dry mixing</i> e b) <i>wet mixing</i> .....	31
Figura 2.34 - Formas de tratamento possíveis de obter com colunas DSM (adaptado de Bruce <i>et al.</i> , 2002) .....	32
Figura 2.35 - Geometria do solo tratado pelos métodos tradicionais de DSM e pela técnica de CSM (Taveira Pereira, 2014) .....	32
Figura 2.36 - Ilustração das principais fases de execução da técnica CSM .....	33
Figura 2.37 - Faseamento construtivo do <i>Compacting grouting</i> .....	33
Figura 2.38 - Manobrador a utilizar o equipamento da técnica de <i>Compaction grouting</i> (Dias Pereira, 2008) .....	34
Figura 2.39 - Valores do fator de capacidade de carga de sapatas ( $N_c$ ) estabelecidos por Skempton (1951) .....	35

Figura 2.40 - Análise da estabilidade de fundo segundo Terzaghi (1943) - caso geral (Marialva dos Santos, 2014) .....	37
Figura 2.41 - Análise da estabilidade de fundo segundo Terzaghi (1943) - parede prolongada abaixo da base da escavação (Marialva dos Santos, 2014) .....	38
Figura 3.1 - Vista geral da zona de implementação da Estação Pólo Universitário (Google Maps, 11/11/2015) .....	40
Figura 3.2 - Planta da estação de metro <i>Pôle Universitaire</i> .....	41
Figura 3.3 - Perfil geológico: alçado A-F (paredes moldadas representadas a linha contínua) .....	42
Figura 3.4 - Perfil geológico: corte A-T .....	42
Figura 3.5 - Corte transversal da escavação .....	44
Figura 4.1 - Equipamento utilizado na técnica de <i>jet-grouting</i> : a) central de calda de cimento e compressor; b) vara de <i>jet-grouting</i> : coroa e respetivos jatos; c) sonda hidráulica com torre (Costa Mateus, 2010).....	49
Figura 4.2 - Equipamento típico do sistema de jato simples: 1) central de calda de cimento; 2) Dosificador para controlo da mistura; 3) Bomba de injeção de alta pressão; 4) equipamento de furação (Croce <i>et al.</i> , 2014).....	49
Figura 4.3 - Execução de colunas de <i>jet-grouting</i> (www.haywardbaker.com).....	50
Figura 4.4 - Colunas de <i>jet-grouting</i> (Bilfinger Berger Foundations) .....	50
Figura 4.5 - Sistemas de <i>jet-grouting</i> : a) jato simples; b) jato duplo; c) jato triplo (Croce <i>et al.</i> , 2014) .....	51
Figura 4.6 - Três esquemas de rolhão de fundo de <i>jet-grouting</i> : (a) laje retangular; (b) arco invertido; (c) laje ancorada (Croce <i>et al.</i> , 2014).....	52
Figura 4.7 - Controlo de qualidade: a) execução de colunas teste; b) recolha de amostras (Costa Mateus, 2010).....	53
Figura 4.8 – Sete colunas obtidas com parâmetros de tratamento diferentes (Croce <i>et al.</i> , 2014) .....	55
Figura 4.9 - Variação do diâmetro com a profundidade (Croce <i>et al.</i> , 2014).....	55
Figura 4.10 - Diâmetro médio das colunas de <i>jet-grouting</i> como função da energia específica nos bicos e de resultados de ensaios <i>in situ</i> , com um sistema de jato simples ( $A/C=1,0$ ) para: a) solos grossos sem finos; b) solos grossos com finos; c) solos finos (Croce <i>et al.</i> , 2014) .....	56
Figura 4.11 - Diâmetro médio das colunas de <i>jet-grouting</i> como função da energia específica nos bicos e de resultados de ensaios <i>in situ</i> , com um sistema de jato duplo ( $A/C=1,0$ ) para: a) solos grossos sem finos; b) solos grossos com finos; c) solos finos (Croce <i>et al.</i> , 2014) .....	57
Figura 4.12 - Diâmetro médio das colunas de <i>jet-grouting</i> como função da energia específica nos bicos e de resultados de ensaios <i>in situ</i> , com um sistema de jato triplo para: a) solos grossos sem finos; b) solos grossos com finos; c) solos finos (Croce <i>et al.</i> , 2014) .....	58
Figura 4.13 - Incremento de resistência típico utilizando o sistema de jato simples (Croce <i>et al.</i> , 2014) .....	59
Figura 4.14 - Intervalos indicativos da resistência à compressão uniaxial para diferentes tipos de solos e quantidades variadas de calda de cimento injetada (Croce <i>et al.</i> , 2014) .....	61

Figura 4.15 - Relação entre o módulo de deformabilidade $E_{50\%}$ e a resistência à compressão uniaxial de solos tratados em casos de estudo (adaptado de Modoni & Bzówka, 2012) .....	62
Figura 4.16 - Superfícies de cedência e envolvente de rotura .....	66
Figura 4.17 - Comparação da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb com dados experimentais em condições triaxiais e biaxiais (PLAXIS® bv. (2014). <i>Internal Report: Shotcrete Model</i> ) .....	66
Figura 4.18 - Curva tensão-extensão normalizada à compressão (Schütz <i>et al.</i> , 2011).....	67
Figura 4.19 – Comportamento mecânico à tração.....	68
Figura 5.1 - Geometria e malha de elementos finitos na última fase de escavação para o modelo 2D e 3D.....	73
Figura 5.2 - Fatores de refinamento usados no modelo 2D e 3D.....	73
Figura 5.3 - Identificação das camadas lito-estratigráficas e do nível freático no PLAXIS® .....	76
Figura 5.4 – Envolventes dos momentos fletores para os quatro casos .....	80
Figura 5.5 – Envolventes dos esforços transversos para os quatro casos .....	81
Figura 5.6 – Envolvente dos deslocamentos da parede para os quatro casos .....	82
Figura 5.7 - Diagrama das envolventes de momentos fletores e envolvente de momentos resistentes .....	85
Figura 5.8 - Superfície de cedência tridimensional do modelo <i>Hardening Soil</i> .....	87
Figura 5.9 - Superfícies de cedência no espaço das tensões dos dois tipos de endurecimento .....	87
Figura 5.10 – Módulos de deformabilidade representados no espaço das tensões: a) $E_{50ref}$ e $E_{urref}$ e b) $E_{oedref}$ .....	88
Figura 5.11 - Comportamento hiperbólico no primeiro carregamento no ensaio triaxial drenado.....	89
Figura 5.12 - Curva do módulo de deformabilidade de Ménard que melhor se ajusta aos pontos .....	92
Figura 5.13 - Evolução em profundidade dos valores de OCR (documento de projeto em fase de elaboração – ensaio edométrico).....	93
Figura 5.14 - Curva tensão-deformação para uma pressão de confinamento de 100kPa.....	94
Figura 5.15 - Curva tensão-deformação para uma pressão de confinamento de 400kPa.....	94
Figura 5.16 - Curva tensão-deformação para uma pressão de confinamento de 520kPa.....	95
Figura 5.17 - Comparação das envolventes de momentos fletores dos casos sem tratamento para o modelo constitutivo das areias Mohr-Coulomb e <i>Hardening Soil</i> .....	96
Figura 5.18 - Comparação das envolventes dos esforços transversos dos casos sem tratamento para o modelo constitutivo das areias Mohr-Coulomb e <i>Hardening Soil</i> .....	97
Figura 5.19 – Comparação das envolventes dos deslocamentos da parede entre os casos com o modelo de Mohr-Coulomb sem tratamento de fundo e com o modelo de <i>Hardening Soil</i> sem tratamento de fundo (esquerda) e entre os casos com o modelo de <i>Hardening Soil</i> sem tratamento de fundo e os casos com o modelo Mohr-Coulomb com tratamento de fundo de escavação.....	98
Figura 5.20 - Identificação dos modelos através das cores das curvas .....	101

Figura 5.21 - Comparação dos momentos do modelo BASE ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 300 \text{ kPa}$ ) com o modelo BASE (X2) ( $q_u = 6 \text{ MPa}$ ;  $c' = 3 \text{ MPa}$ ;  $E = 2,4 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 600 \text{ kPa}$ )  
..... 105

Figura 5.22 - Comparação dos deslocamentos do modelo BASE ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 300 \text{ kPa}$ ) com o modelo BASE (X2) ( $q_u = 6 \text{ MPa}$ ;  $c' = 3 \text{ MPa}$ ;  $E = 2,4 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 600 \text{ kPa}$ )  
..... 105

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Relação entre rigidez efetiva e rigidez teórica (Matos Fernandes, 1990) .....	11
Quadro 3.1 - Resumo do comportamento dos horizontes geotécnicos .....	41
Quadro 3.2 - Resumo dos parâmetros geotécnicos .....	43
Quadro 4.1 - Equipamento utilizado nos procedimentos dos três principais sistemas de jato (Carreto, 2000) .....	48
Quadro 4.2 - Valores típicos dos parâmetros de tratamento .....	54
Quadro 4.3 - Resistência à compressão simples do solo tratado (adaptado de Carreto, 2000) .....	60
Quadro 4.4 - Resumo de parâmetros de Mohr-Coulomb usados noutros casos de estudo (Croce <i>et al.</i> , 2014) .....	61
Quadro 4.5 - Relação entre o módulo de deformabilidade e a resistência à compressão uniaxial do material tratado (Croce <i>et al.</i> , 2014).....	63
Quadro 4.6 - Características geomecânicas das colunas de <i>jet-grouting</i> (valores típicos) (Croce <i>et al.</i> , 2014) .....	63
Quadro 4.7 - Parâmetros da coluna de <i>jet-grouting</i> para o modelo de <i>Drucker-Prager</i> (Commend <i>et al.</i> , 2011).....	64
Quadro 4.8 - Parâmetros <i>input</i> do modelo Shotcrete .....	69
Quadro 5.1 - Rigidez axial nos diversos níveis de escoras .....	74
Quadro 5.2 - Rigidez axial e à flexão, espessura equivalente, peso e coeficiente de <i>Poisson</i> dos elementos de betão armado.....	74
Quadro 5.3 - Tensões iniciais e módulo de deformabilidade de Ménard referentes às profundidades entre os limites superior e inferior da camada de areia siltosa .....	91
Quadro 5.4 – Valores de <i>E50</i> obtidos através da Equação 5.8 e através dos ensaios realizados no software de cálculo.....	95
Quadro 5.5 - Esforços axiais nas escoras para os casos com o modelo constitutivo das areias Mohr-Coulomb e com o <i>Hardening Soil</i> .....	99
Quadro 5.6 - Esforços axiais máximos que podem atuar nas escoras, fornecido pela CENOR® .....	100
Quadro 5.7 - Apresentação dos modelos de estudo.....	102
Quadro 5.8 - Parâmetros utilizados no modelo SHOTCRETE MODEL .....	103



## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- E – módulo de deformabilidade (ou de *Young*)
- I – momento de inércia
- H – profundidade (ou altura) de escavação
- B – largura de escavação
- L – comprimento de escavação
- A – área da seção transversal
- $K_0$  – coeficiente de impulso em repouso
- $c_u$  – resistência não drenada
- $c_a$  – adesão
- $N_b$  – número de estabilidade de base
- $N_c$  – valor do fator de capacidade de carga
- $N_{bc}$  – número de estabilidade de base crítico
- q – sobrecarga
- c – coesão
- D – diâmetro
- $q_u$  – resistência à compressão simples (ou uniaxial)
- A/C – razão água cimento
- OCR – grau de consolidação
- q – tensão de desvio
- p – tensão média efetiva
- N – esforço axial
- $I_r$  – índice de melhoramento
- m – metros
- 
- $\sigma_{v0}$  – tensão total vertical de repouso
- $\sigma_{h0}$  – tensão total horizontal de repouso
- $\sigma'_{v0}$  – tensão efetiva vertical de repouso
- $\sigma'_{h0}$  – tensão efetiva horizontal de repouso
- $\sigma$  – tensão normal
- $\tau$  – tensão tangencial
- $\gamma$  – peso volúmico do solo

$\nu$  – coeficiente de *Poisson*

$\phi'$  – ângulo de atrito efetivo

$\psi$  – ângulo de dilatância

$\varepsilon$  – extensão axial

$N_{SPT}$  – número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30cm

SPT – Standard Penetration Test

PMT – Ensaio pressiométrico de Ménard

DSM – *Deep Soil Mixing*

DMM – *Deep Mixing Method*

CSM – *Cutter Soil Mixing*

SBPT – Ensaio pressiométrico autoperfurador de Cambridge

CPT – Ensaio de penetração de cone

JJGA – Japanese Jet Grout Association

FS – fator de segurança

JET1 – sistema de jato simples

JET2 – sistema de jato duplo

JET3 – sistema de jato triplo

MC – Mohr-Coulomb

HS – *Hardening Soil*

PM – Parede Moldada

PF – Parede de Forro



# 1

## INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, a tendência das populações tem sido deslocar-se em grande escala do interior para o litoral, sobretudo devido às melhores condições de vida e às novas oportunidades que as “grandes cidades” oferecem. Esse deslocamento levou a que se gerasse uma desigualdade na distribuição da população no território, levando a um aumento significativo, nas zonas mais povoadas, do consumo de recursos, bem como de infraestruturas e equipamentos urbanos. Surgiu assim uma carência de espaço em zonas urbanas, a qual foi superada pelo aparecimento de soluções de engenharia notáveis, como por exemplo as construções em altura (arranha-céus), as construções de túneis rodoviários e ferroviários, bem como estações metropolitanas, parques e garagens para estacionamento de automóveis, as quais requerem a realização de escavações profundas.

No âmbito da geotecnia, cada vez mais se procura encontrar soluções que, sendo técnica e economicamente viáveis e com o menor impacto ambiental possível, garantam que as previsões de movimento do solo sejam aceitáveis e não causem danos nas estruturas e infraestruturas existentes na proximidade.

O desenvolvimento de técnicas de melhoramento de solos que melhoram as características naturais de resistência e rigidez do solo, têm permitido solucionar os problemas associados ao movimento dos solos. Muitas vezes é necessário construir em locais onde os solos apresentam condições muito desfavoráveis e, para ser possível essa construção sem que não aconteça nenhum acidente, recorre-se ao melhoramento das propriedades dos solos, tornando-os adequados às exigências impostas.

Na presente dissertação procurou-se estudar uma aplicação prática de uma solução menos corrente de tratamento do fundo de escavação, a qual recorre a uma solução de tratamento com recurso a inclusões discretas de colunas de *jet-grouting* em substituição de tratamentos integrais do tipo laje correntemente utilizadas.

Para facilitar a compreensão do estudo que se vai desenvolver neste trabalho, são expostos de forma sucinta os diferentes assuntos abordados em cada capítulo.

No Capítulo 2 é apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre o comportamento de escavações profundas. Inicialmente faz-se uma descrição dos fatores que influenciam os movimentos do solo, trata-se o assunto da estabilidade de fundo de escavação, apresentam-se os valores típicos de deslocamentos da parede de contenção e dos assentamentos superficiais em escavações para diferentes tipos de paredes de contenção. Por fim são referidas algumas formas de controlo de deformação e sucintamente são apresentadas as técnicas de melhoramento de solo *Deep soil mixing* e *Compaction grouting*.

No Capítulo 3 é feita uma apresentação geral do caso prático onde se vai aplicar o tratamento, a Estação *Pôle Universitaire* do Metro de Argel. Começa-se por enquadrar a obra no local, são apresentadas as condições geológicas e hidrogeológicas do local, descrevem-se as metodologias adotadas no projeto que permitiram definir os parâmetros adotados, apresentam-se os parâmetros adotados para cada solo e no fim é apresentada a solução final adotada no projeto, procurando-se elencar as razões pela qual esta foi a solução escolhida.

O Capítulo 4 resume os principais aspetos da tecnologia *jet-grouting*, como se executa, as vantagens e desvantagens desta técnica, a garantia de qualidade e os principais parâmetros intervenientes e as características finais do material tratado, que será útil para efetuar os cálculos no capítulo seguinte.

O Capítulo 5 refere-se aos cálculos e análise de resultados dos vários estudos efetuados. No início são apresentados os dados relacionados com a modelação da estação no programa de elementos finitos PLAXIS<sup>®</sup>, nomeadamente a geometria do modelo, os parâmetros utilizados para os solos e o faseamento construtivo dos modelos em duas e três dimensões (2D e 3D). Neste capítulo são apresentados três estudos com o intuito de encontrar um modelo numérico em três dimensões aceitável em termos de esforços e de deslocamentos na parede moldada para converter num modelo em duas dimensões. O primeiro estudo serve para validar a solução de tratamento de fundo de escavação através do recurso a colunas discretas de *jet-grouting*; o segundo estudo teve como objetivo perceber o efeito que a utilização de um modelo constitutivo que tenha em conta o estado de tensão induzido ao longo do processo de carregamento pode ter nos resultados; o terceiro estudo teve como objetivo perceber a sensibilidade da variação dos parâmetros, dos modelos constitutivos e da malha das colunas de *jet-grouting* nos esforços e nos deslocamentos aplicados à parede moldada.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões principais deste trabalho e indicado o desenvolvimento que este trabalho teria se houvesse mais tempo para o realizar.

# 2

## ESCAVAÇÕES PROFUNDAS

### 2.1. INTRODUÇÃO

Segundo Terzaghi (1943) a diferença entre escavação profunda e escavação superficial é dada pela relação largura/profundidade de escavação. Por isso, quando a profundidade é maior que a largura trata-se de uma escavação profunda e por sua vez quando a profundidade é menor que a largura trata-se de uma escavação superficial. Mais tarde essa diferença foi revista por Terzaghi e Peck (1967) e Peck *et al.* (1977) definindo-se escavação superficial toda a escavação com uma profundidade inferior a 6m, logo uma escavação profunda corresponde a escavações com profundidades superiores a 6m.

No presente capítulo pretende-se abordar as causas de falhas em escavações, os fatores que influenciam o movimento do solo, a estabilidade de fundo de escavação, já que a rotura de fundo é um dos problemas associados a escavações profundas, os deslocamentos típicos em escavações, as maneiras de controlo das deformações e as técnicas de melhoramento dos solos no fundo de escavação. O que se pretende é perceber o que influencia o movimento do solo durante a escavação e as medidas/formas de controlar as deformações induzidas por esta em ambientes urbanos.

### 2.2. FATORES QUE INFLUENCIAM O MOVIMENTO DO SOLO

Quando se inicia um projeto de escavação é necessário ter em conta duas questões: assegurar a estabilidade da estrutura de suporte e do maciço envolvente e evitar que os deslocamentos associados à escavação não provoquem danos nas estruturas e infraestruturas próximas.

Para avaliar o comportamento de uma estrutura de suporte é necessário ter em conta os esforços e pressões de terras aplicados à cortina (esforços transversos e momentos fletores), as forças instaladas no sistema de escoramento ou ancoragem e os movimentos horizontais da parede, do terreno e das estruturas envolventes.

Os principais fatores que influenciam a deformação do solo, segundo Matos Fernandes (1990), são:

- a) Condições da água no solo
- b) Estado de tensão inicial
- c) Propriedades do maciço
- d) Sequência do processo construtivo e qualidade de mão-de-obra
- e) Efeitos do pré-esforço dos elementos de apoio da cortina
- f) Rigidez dos elementos de apoio da cortina
- g) Rigidez, altura enterrada e condições de apoio do pé da cortina

Num trabalho recente Matos Fernandes (2015), identifica questões relevantes para um controlo eficaz e para uma previsão confiável dos movimentos que se desenvolvem em escavações profundas em solos moles: o pré-esforço do sistema de suporte, as metodologias para a otimização dos apoios da parede de contenção antes da remoção do solo, os assentamentos à superfície induzidos pela consolidação do solo a longo prazo e a influência do comportamento não-linear da parede de betão armado. Resultados de investigações sobre esses tópicos são aí apresentados e discutidos e conclusões são extraídas.

#### 2.2.1.CONDIÇÕES DA ÁGUA NO SOLO

Alterar as condições da água no solo pode provocar assentamentos à superfície no solo remanescente em diferentes fases do processo de escavação.

Esses assentamentos dão-se devido ao rebaixamento do nível freático na presença de areias soltas ou siltes e argilas compressíveis, podendo ocorrer também em areias densas caso não seja feito um controle adequado do sistema de drenagem e assim permite que haja flutuações do nível da água. O rebaixamento do nível freático pode provocar assentamentos gerando forças de atrito negativas nas camadas superficiais em estruturas assentes em estacas profundas apoiadas em estratos rijos.

Para evitar a erosão do solo, em consequência do rebaixamento do nível da água, é necessário um sistema de drenagem dotado de filtros apropriados. Para além disso, durante a escavação é necessário bombear a água do interior da escavação, conjugando com poços de recarga para a manutenção do nível freático no exterior da escavação tanto quanto possível na posição inicial, sendo uma medida aconselhável para se reduzir os assentamentos. Este processo exige um controlo rigoroso do seu funcionamento que é atingido através de uma rede de piezómetros.

Zeevaert (1973) propõe que a água bombeada, que mais tarde irá ser canalizada para os esgotos pluviais ou injetada fora da escavação, passe primeiro por tanques de sedimentação para se conhecer a quantidade de partículas de solo transportado que, caso seja grande, pode causar erosão interna do solo e consequentemente assentamentos indesejáveis (Matos Fernandes, 1990).

#### 2.2.2.ESTADO DE TENSÃO INICIAL

Quando se trata de escavações, o estado de tensão inicial assume uma importância relevante neste tipo de obras geotécnicas, traduzindo-se pelo coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ . Este coeficiente determina as tensões que vão ser libertadas pela escavação, ou seja, é indiretamente responsável pelas deformações e deslocamentos a esta associados.

Para se revelar a influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos da parede é feita uma referência de um estudo feito por Potts e Fourie (1984). Foi feito um estudo por elementos finitos numa escavação com uma profundidade de 13,3m num estrato de argila suportada por uma parede moldada com 1m de espessura e 20m de altura total apoiada por um nível de escoras junto ao topo. Foram efetuadas duas análises dos deslocamentos: numa primeira análise considerando o valor de  $K_0$  igual a 0,5, corrente em solos normalmente consolidados, e numa segunda análise considerando o valor de  $K_0$  igual a 2, valor típico em argilas fortemente sobreconsolidadas, como as argilas de Londres.

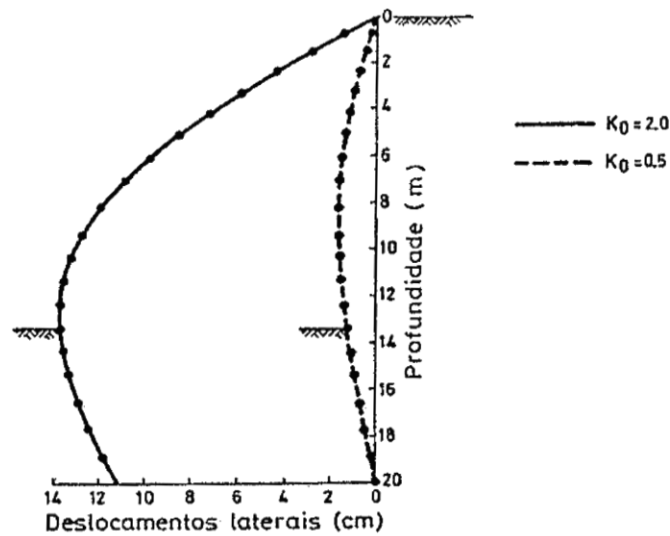


Figura 2.1 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos da parede (Potts e Fourie, 1984)

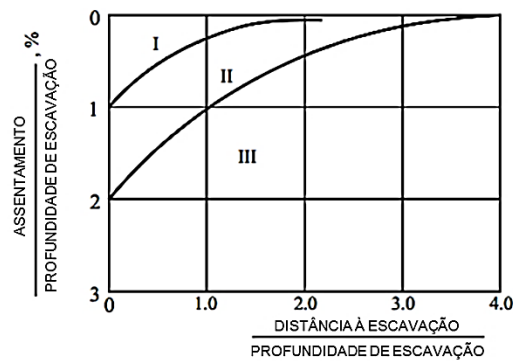
A Figura 2.1 refere-se a esse estudo e através da sua observação é possível concluir que o  $K_0$  tem uma influência notável nos deslocamentos da parede, apesar de nos problemas correntes não se verificar uma gama de valores tão grande de  $K_0$ .

O  $K_0$  é a relação entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical ( $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ ). Isto é, quanto maior for a tensão horizontal libertada, maior serão os deslocamentos na parede. Na Figura 2.1 os maiores deslocamentos verificam-se para um  $K_0$  igual a 2, comprovando o que foi dito anteriormente.

Burland *et al.* (1979) através dos resultados da observação de escavações nas argilas de Londres indicaram que a elevada libertação de tensões horizontais (o  $K_0$  nestes solos chega a ser maior do que 3) provoca deslocamentos no maciço suportado, essencialmente horizontais, que se estendem para trás da parede de contenção até distâncias de 4 a 5 vezes a profundidade de escavação, mesmo que a estrutura de suporte seja bastante rígida.

### 2.2.3. PROPRIEDADES DO MACIÇO

Peck (1969) mostrou que os movimentos da parede e os assentamentos à superfície no terreno envolvente à escavação são menores em solos mais rijos (como os solos granulares e argilas duras) do que em solos moles (como argilas médias a moles e siltes soltos). Na Figura 2.2 é apresentado os assentamentos atrás da parede de contenção observados pelo mesmo.



Zona I – Areias e argilas médias a rijas ( $c_u > 25kPa$ ). Mão-de-obra média.  
 Zona II – a) Argilas muito moles a moles ( $c_u < 25kPa$ )  
 1 – Pequena profundidade de argila abaixo da escavação  
 2 – Grande profundidade de argila abaixo da escavação mas  $N_b < N_{bc}$   
 – b) Assentamentos afetados por dificuldades construtivas  
 Zona III – Argilas muito moles até grande profundidade abaixo da escavação e com  $N_b > N_{bc}$

Figura 2.2 - Assentamentos previsíveis junto a escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck, 1969)

Um exemplo sugestivo acerca da influência da deformabilidade do maciço nos deslocamentos é representado pela escavação da Figura 2.3, segundo Matos Fernandes (1990).

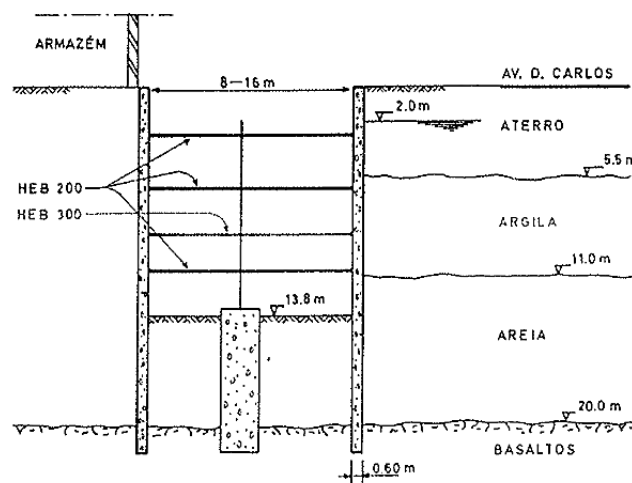


Figura 2.3 - Escavação estudada com uma cortina de betão armado moldada no terreno (Matos Fernandes, 1990)

A análise descrita desta escavação foi “a posteriori”. Para a determinação das características das camadas de aterro, do estrato de areia e do firme basáltico foram usadas correlações empíricas com os resultados de ensaios do cone penetrómetro holandês (CPT), com um comportamento bilinear para as duas primeiras camadas e um comportamento elástico linear para o firme. Para o estrato de argila foram realizados ensaios de compressão triaxial em condições não drenadas e o comportamento mecânico foi representado por um modelo hiperbólico.

A Figura 2.4 representa os deslocamentos da parede resultantes da observação e de três análises efetuadas “a posteriori” para duas fases de escavação, sendo a fase 5 correspondente à última fase.

A rigidez das escoras foi determinada a partir dos resultados da observação, deixando de constituir uma incógnita para o problema. Considerando o estrato de argila razoavelmente caracterizado, as variáveis do problema seriam os parâmetros das camadas de aterro e do estrato de areia. Na Figura 2.4 indicam-se as variações consideradas para o módulo de deformabilidade.

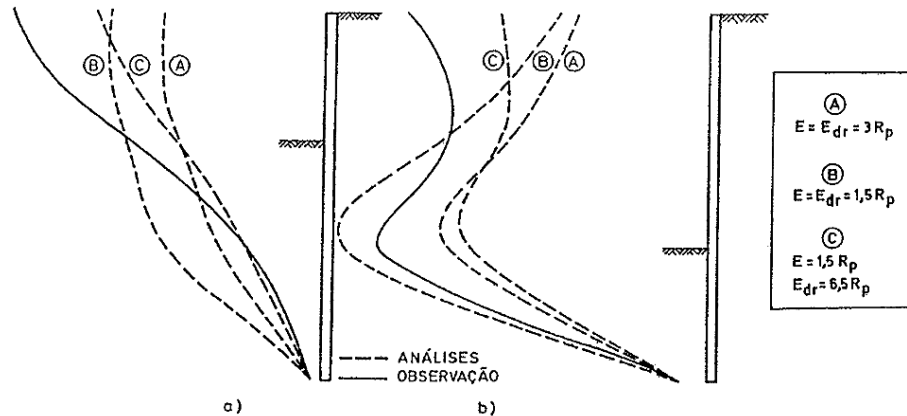


Figura 2.4 - Deslocamentos da parede moldada medidos e calculados “a posteriori”: a) fase 2; b) fase 5 (Matos Fernandes,1990)

No primeiro cálculo (A) o módulo de deformabilidade foi determinado a partir de uma correlação intermédia de entre as citadas na bibliografia. Como os deslocamentos calculados eram consideravelmente inferiores aos medidos, prosseguiram com o segundo cálculo (B) em que o módulo de deformabilidade foi determinado a partir da mesma correlação, mas situada no extremo inferior. Os deslocamentos calculados continuavam a ser pouco satisfatórios, levando ao terceiro cálculo (C) onde o módulo de deformabilidade foi considerado dependente da trajetória de tensões: para a “primeira carga” o valor do módulo foi adotado a partir da mesma correlação do cálculo anterior e para a “descarga-recarga” o valor do módulo foi obtido a partir da correlação situada no extremo superior, correspondente aos valores máximos.

Este exemplo demonstra a dificuldade de prever os deslocamentos de maciços constituídos fundamentalmente por solos granulares, devido à impossibilidade de colher amostras indeformadas para se realizar ensaios em laboratório e saber quais os parâmetros definidores do comportamento mecânico dos solos a adotar. Por isso obriga a que esses parâmetros, especialmente o módulo de deformabilidade, sejam adotados com base em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ*, correlações essas que podem fornecer valores muito diferentes.

Através da observação dos deslocamentos da Figura 2.4 é possível comprovar que os deslocamentos são sensíveis aos valores do módulo de deformabilidade adotados, sendo mais representativo da realidade considerar a dependência do módulo de deformabilidade em relação à trajetória de tensões.

#### 2.2.4.SEQUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO E QUALIDADE DE MÃO-DE-OBRA

Normalmente quando se pretende manter os movimentos do solo e da estrutura dentro de limites reduzidos recorrer-se a empresas especializadas que dispõem de mão-de-obra competente. A mão-de-

obra é um fator que tem uma relevância importante no comportamento do sistema o que leva a que a estimativa aproximada dos movimentos seja difícil.

A mão-de-obra e a sequência do processo construtivo são fatores que influenciam os deslocamentos acima do nível de escavação. Para reduzir esses deslocamentos é necessário limitar cada fase de escavação quando se procede à instalação de um dado nível de escoras ou de ancoragens ao mínimo indispensável e pôr em serviço os elementos de apoio logo que o volume escavado o permita.

Quando o volume escavado excede a profundidade necessária à instalação dos níveis de apoio diz-se que se verificou “sobreescavação”. Nas escavações escoradas é normal haver sobreescavação, já que o escoramento consiste num obstáculo à retirada do solo. Nas escavações ancoradas verifica-se o contrário, pois a base de escavação passa por ser uma plataforma ideal para se executar todas as operações envolvidas na construção e pré-esforço das ancoragens.

Clough e Davidson (1977) compararam os deslocamentos observados nas faces de duas escavações adjacentes, com a mesma geometria e estrutura de suporte, representada na Figura 2.5. A diferença dos deslocamentos deve-se ao facto de o primeiro nível de escoras ter sido instalado a 8m de profundidade para um enquanto o outro foi levado até à profundidade estritamente necessária para a instalação do mesmo nível, logo, a 5m.

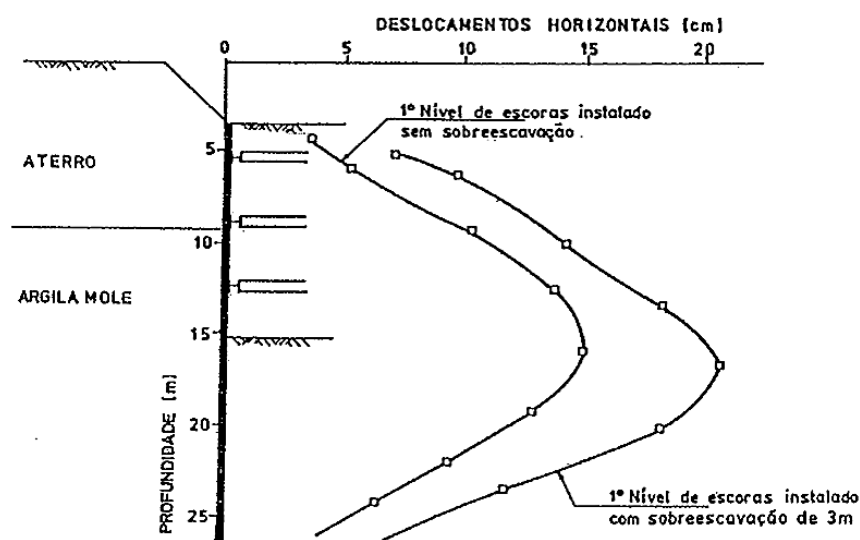


Figura 2.5 - Deslocamentos observados na cortina por Clough e Davidson (1977)

Havendo sobreescavação acontece que os deslocamentos horizontais são maiores, como se pode concluir da observação da Figura 2.5. Quanto menos se escavar abaixo do nível de apoio e de seguida se instalar o apoio, mais cedo se mobiliza as tensões horizontais atrás da parede de contenção.

O fator tempo também condiciona o comportamento das obras geotécnicas. Os mesmos autores salientam a importância do tempo decorrido durante determinadas fases críticas do processo construtivo, por exemplo, a interrupção dos trabalhos após a instalação de um nível de escoras ou ancoragens, é menos prejudicial do que interromper os trabalhos numa fase onde já foi escavado um volume substancial de solo abaixo de um nível de apoio e ainda não tenha sido instalada qualquer tipo de apoio.

### 2.2.5. EFEITOS DO PRÉ-ESFORÇO DOS ELEMENTOS DE APOIO DA CORTINA

O pré-esforço e a rigidez são duas características que dizem respeito às ancoragens e às escoras e que têm influência nos movimentos acima do nível de escavação depois destes serem instalados.

O pré-esforço está mais ligado às ancoragens e procura minimizar os movimentos da estrutura e consequentemente do maciço por este suportado.

Durante algum tempo admitiu-se que se as componentes horizontais do pré-esforço dos vários níveis de ancoragem aplicados à cortina, que por sua vez aplica força ao maciço suportado, fossem estaticamente equivalentes a um diagrama de pressões idêntico ao diagrama de impulso em repouso, ou seja, às pressões que o maciço escavado exercia sobre o solo remanescente antes do início da escavação, e assim os deslocamentos na face do corte no fim da escavação seriam nulos. Esta ideia foi desmentida depois de se terem realizado estudos experimentais e numéricos.

Para se verificar a dependência dos movimentos associados a uma escavação em relação ao nível e à distribuição dos pré-esforços das ancoragens, Matos Fernandes (1983) efetuou 7 cálculos numa cortina com ancoragens em que o único parâmetro que varia é o pré-esforço: num dos cálculos este era nulo, noutros três foram adotados diagramas de forma trapezoidal de altura, com uma tensão na base igual a 20, 40 e 60% da tensão ao nível da base de escavação ( $\gamma h$ ); nos três restantes considerou-se diagramas de forma triangular com resultante igual à tensão na base de cada um dos três diagramas trapezoidais citados. Os ensaios realizados consistiam em 4 níveis de pré-esforço e para cada um dos níveis foram usadas duas distribuições dos pré-esforços, concentrando as forças a aplicar à cortina na zona mais superficial (trapezoidal) e mais profunda (triangular).

Na Figura 2.6 ilustra-se a maneira como a razão dos valores máximos finais dos deslocamentos laterais da cortina e dos assentamentos à superfície pela profundidade da escavação variam com o nível e a distribuição dos pré-esforços.

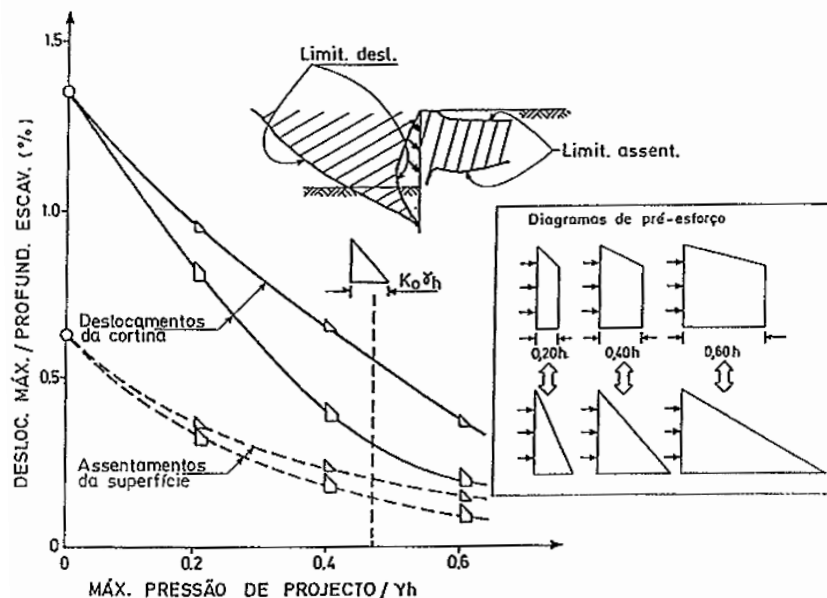


Figura 2.6 - Dependência dos movimentos associados à escavação em relação ao nível e à distribuição dos pré-esforços das ancoragens (Matos Fernandes, 1990)

Da observação da Figura 2.6 é possível concluir que a distribuição trapezoidal dos pré-esforços é mais eficaz que a distribuição triangular e que a taxa de redução dos deslocamentos com o nível de pré-esforço é maior no caso da distribuição trapezoidal.

Usar uma distribuição trapezoidal para o pré-esforço é mais proveitoso, pois aplicar pré-esforços mais elevados nas ancoragens logo desde o início da escavação, ou seja, nas ancoragens localizadas mais perto do topo, garante duas condições favoráveis nas fases seguintes, que correspondem à maior parte do processo construtivo.

A primeira condição reside no facto de as forças passivas exercidas pelo solo remanescente à cortina serem menores em cada fase de escavação, e portanto menores as forças estabilizadoras da cortina que serão retiradas pelas fases de escavação seguintes. A segunda condição diz respeito ao decréscimo de tensão horizontal no maciço envolvente da parede ancorada quando se escava, evoluindo no sentido do estado ativo, e as tensões de corte aumentam, enquanto se mantém constante a tensão vertical. O pré-esforço da primeira ancoragem depois de se escavar vai inverter o sentido da trajetória de tensões, aumentando a tensão horizontal e reduzindo as tensões de corte. A adoção de pré-esforços elevados no topo da cortina permite que a tensão horizontal se mantenha mais próxima da tensão horizontal inicial para que nas fases seguintes, mesmo que esse valor diminua, nunca chegue a um ponto de rotura e assim exhibe uma deformabilidade mais baixa. A Figura 2.7 resume as duas condições anteriormente apresentadas.

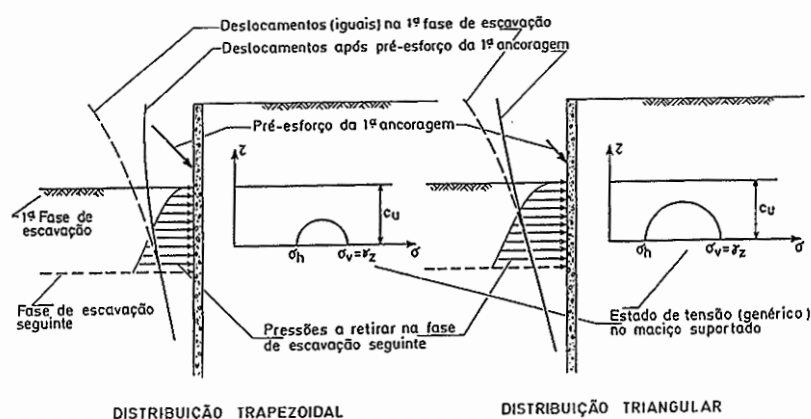


Figura 2.7 - Comparação dos estados de tensão no solo remanescente para distribuições dos pré-esforços das ancoragens dos tipos trapezoidal e triangular (Matos Fernandes, 1990)

Estas duas condições fazem com que os deslocamentos com a distribuição trapezoidal nas várias fases de escavação, sejam menores do que seriam numa distribuição triangular e assim tornar os deslocamentos finais o mais reduzidos possíveis. Utilizando uma distribuição triangular, os pré-esforços mais elevados seriam instalados nas ancoragens situadas a maior profundidade, sendo uma fase já tardia porque já não conseguem inverter nem anular as variações de tensões horizontais e deslocamentos que foram amplificando anteriormente.

## 2.2.6. RIGIDEZ DOS ELEMENTOS DE APOIO DA CORTINA

A rigidez axial é o parâmetro das escoras que influencia os deslocamentos associados à escavação. É essencial fazer a distinção entre rigidez teórica, que depende da geometria e do módulo de *Young* do

material que a constitui ( $\frac{EA}{L}$ , E módulo de Young, A área da secção transversal da escora e L o comprimento da escora), e rigidez efetiva, a rigidez que efetivamente se encontra na obra. Esta diferença entre valor teórico e valor efetivo está associada ao sistema de ligação do escoramento à cortina, que pode possuir folgas e/ou elementos de mais reduzida rigidez.

O Quadro 2.1 apresenta resultados do afastamento acentuado entre estes dois valores em várias obras instrumentadas e alvo de trabalhos publicados.

Quadro 2.1 - Relação entre rigidez efetiva e rigidez teórica (Matos Fernandes, 1990)

Referências	Rig.Efetiva/Rig. Teórica (%)	Nº de casos
Hansen (1980)	5 a 65	6
O'Rourke (1981)	44 a 75	3
Hata <i>et al.</i> (1985)	7 a 47	1
Matos Fernandes (1985)	2 a 44	1

Para diminuir a diferença entre a rigidez efetiva e a rigidez teórica são usadas vigas longitudinais para haver uma melhor distribuição das forças aplicadas à cortina. Será necessário haver um reforço na ligação das escoras à viga, se não podem sofrer deformações que podem contribuir fortemente para a diminuição global da rigidez do apoio.

Como se compreende, a rigidez efetiva é um parâmetro do escoramento que é difícil de estimar, a não ser com base na experiência em casos de escavações escoradas. Este parâmetro tem influência nos deslocamentos, o que torna complicado a previsão dos movimentos associados à escavação quando esta é suportada por uma cortina escorada.

Pode ser aplicado pré-esforço nas escoras para eliminar as possíveis folgas que possam existir e assim, mesmo que haja um pequeno movimento da parede, ser possível mobilizar elevados esforços no sistema de escoramento. O'Rourke (1981) comprovou, através de resultados de observação de escavações escoradas para o Metro de Washington, que era possível ter valores altos de rigidez efetiva com a aplicação do pré-esforço, verificando-se ainda que a rigidez efetiva tende a aumentar com o crescimento do pré-esforço, como ilustra a Figura 2.8.

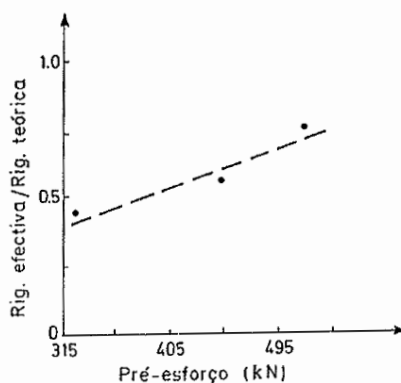


Figura 2.8 - Evolução da razão da rigidez efetiva pela teórica com o pré-esforço aplicado escoramento (O'Rourke, 1981)

2.2.7. RIGIDEZ, ALTURA ENTERRADA E CONDIÇÕES DE APOIO DO PÉ DA CORTINA

A rigidez, a altura enterrada e as condições de apoio do pé da cortina influenciam os movimentos do solo abaixo do nível de escavação.

Quanto à rigidez, para se perceber melhor como é que este parâmetro inerente à cortina influencia os movimentos, é descrito um estudo realizado por Matos Fernandes (1981) de uma escavação em que, por simplificação, as escoras ou as ancoragens já estão instaladas, impedindo qualquer movimento do solo acima do nível de escavação. São considerados 4 elementos do solo à mesma profundidade: o elemento A do lado da escavação e afastado da cortina, o elemento B do mesmo lado que o elemento A mas mais próximo da cortina, o elemento C do lado do solo suportado pela cortina e próximo desta e o elemento D do mesmo lado que o elemento C mas mais afastado da cortina (Figura 2.9a)).

No elemento D, como está afastado da parede e não sofre alívio de tensão vertical, as tensões que se verificam correspondem às tensões totais iniciais,  $\sigma_{v0}$  e  $\sigma_{h0}$ . Quando é retirado solo com uma altura de  $\Delta h$ , a tensão vertical no elemento A sofre um decréscimo igual ao peso do solo escavado, havendo em simultâneo uma variação da tensão horizontal. As tensões verticais em B e C são muito semelhantes às instaladas em A e D, respetivamente. As tensões horizontais em B e C dependem da rigidez da cortina e serão analisadas de seguida.

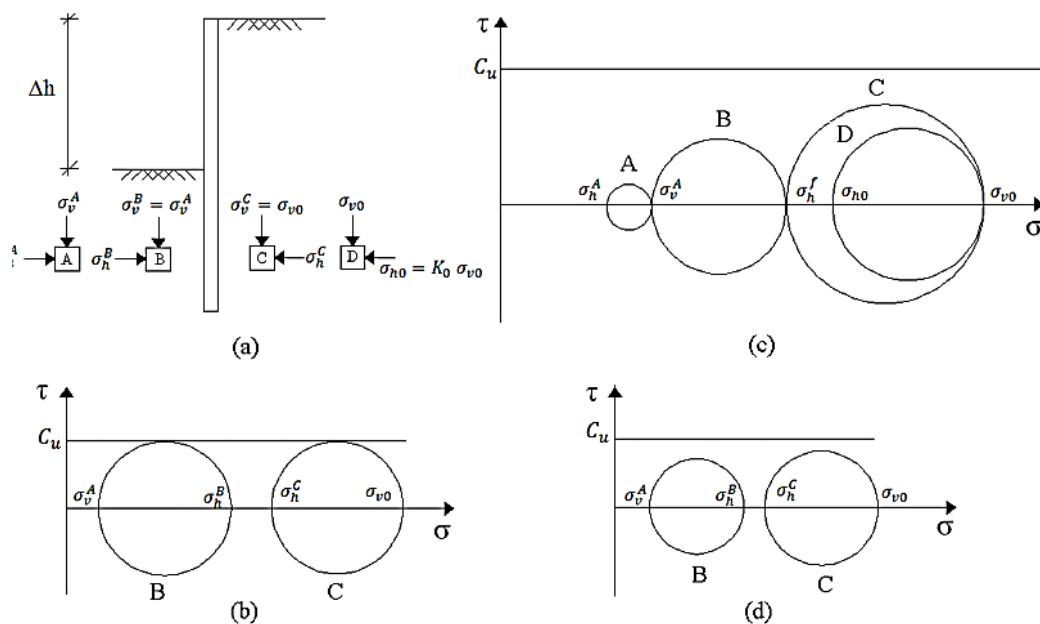


Figura 2.9 - Estado de tensão abaixo do nível de escavação: a) elementos analisados; b) cortina muito flexível; c) rotura de fundo; d) cortina com grande rigidez e encastrada num estrato rijo subjacente (Matos Fernandes, 1990)

Se a cortina de contenção for muito flexível, as tensões horizontais em B e C são praticamente iguais devido à tendência de se atingir um equilíbrio nessa zona. A tensão horizontal em C em relação à tensão horizontal instalada em D vai diminuir, ou seja, vai evoluir no sentido do estado ativo, enquanto a do elemento B em relação à de A vai aumentar, isto é, vai evoluir no sentido do estado passivo (Figura 2.9b)). O equilíbrio vai ser atingido para uma tensão horizontal  $\sigma_{hf}$  que será menor que  $\sigma_{h0}$  e maior que  $\sigma_{hA}$ , mobilizando ou não integralmente a resistência ao corte naqueles elementos.

Esse equilíbrio pode não acontecer, isto é, as tensões horizontais em B e C podem não se igualar, e nesse caso estar-se-á na presença de um caso de rotura do fundo, que evidentemente resulta a rotura da própria cortina (Figura 2.9c)).

Caso a cortina possua uma grande rigidez, e eventualmente complementada com o encastramento do seu pé no estrato firme, as tensões horizontais em B e C não precisam necessariamente de se igualar. O equilíbrio pode ser atingido na mesma, mas as pressões de terra do solo remanescente são redistribuídas para a cortina, que por sua vez transfere à parte superior rigidamente apoiada e ao estrato inferior mais resistente (Figura 2.9d)).

Associando a rigidez da cortina a valores possíveis de movimentos, Glodberg *et al.* (1976) relacionaram o coeficiente de rigidez ( $\frac{EI}{h_s^4}$ ), que engloba o espaçamento dos suportes,  $h_s$ , e a rigidez da cortina,  $EI$ , com o número de estabilidade da base, de maneira a traçar zonas que correspondem a movimentos laterais expectáveis da cortina (Figura 2.10). Da observação da Figura 2.10 é possível concluir que a rigidez da cortina e o espaçamento dos suportes têm influência no movimento do solo. Outras experiências realizadas em projetos de obras temporárias confirmam que o aumento da rigidez da cortina diminui os movimentos do solo no exterior, embora com menos eficácia para valores elevados de rigidez.

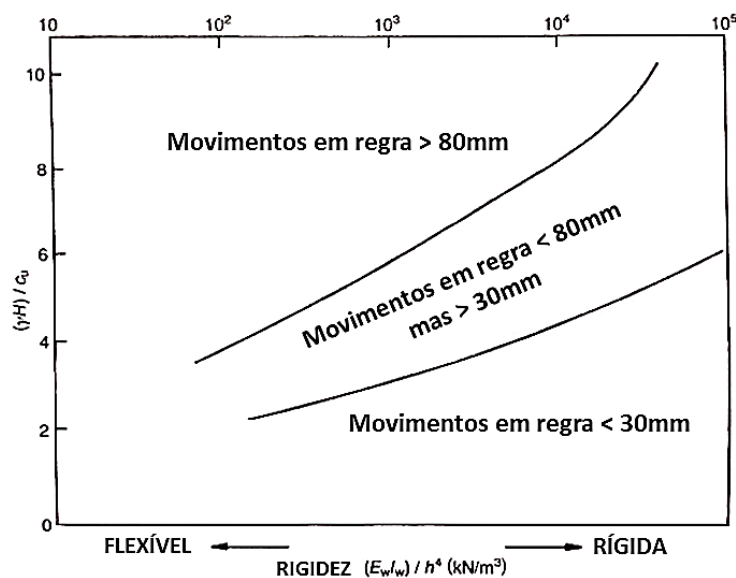


Figura 2.10 - Dependência dos deslocamentos da parede relativamente ao número de estabilidade da base e ao parâmetro de rigidez (Goldberg *et al.*, 1976)

Em relação à altura enterrada da cortina, tem como objetivo complementar o déficit de pressões de terras (do tipo “passivo”) que o maciço subjacente à escavação não pode fornecer para equilibrar as elevadas pressões (do tipo “ativo”) do lado das terras suportadas, devido à sua baixa resistência. Assim, prolongar a cortina até a um estrato firme é altamente favorável, nesta perspetiva, em alternativa a uma penetração parcial. Na Figura 2.11 ilustra o que foi referido anteriormente.

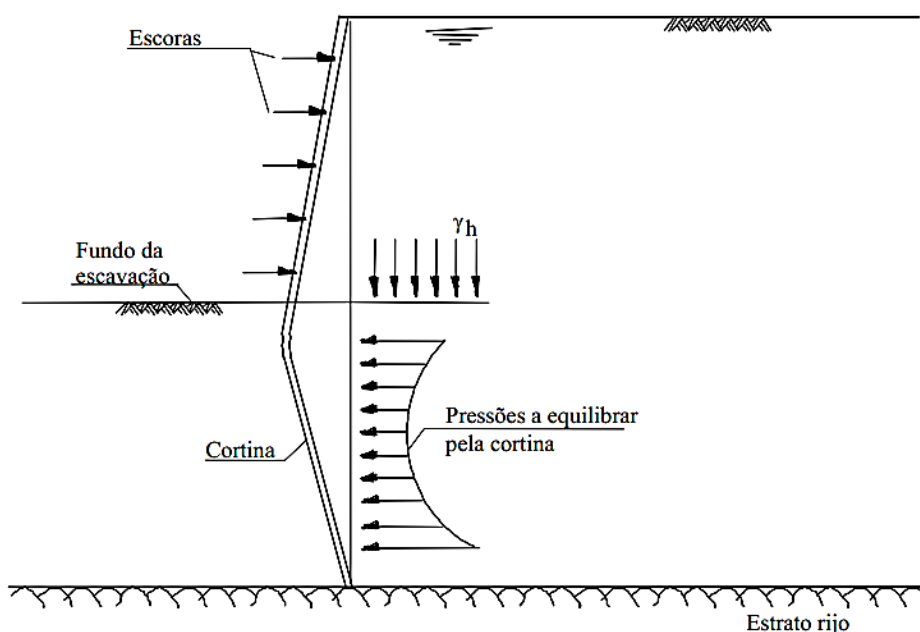


Figura 2.11 - Prolongamento da cortina para assegurar a estabilidade do fundo da escavação (Matos Fernandes, 1990)

## 2.3. DESLOCAMENTOS

Neste subcapítulo serão apresentados valores de assentamentos no terreno e deslocamentos laterais da parede típicos em escavações, bem como a relação entre estas duas deformações.

### 2.3.1. ASSENTAMENTOS À SUPERFÍCIE DO TERRENO

Quando se pretende realizar uma determinada escavação, uma das preocupações que o projetista tem de resolver é evitar a ocorrência de deslocamentos excessivos na superfície do terreno que provoquem danos na própria estrutura de contenção e nas estruturas vizinhas.

Antes do aparecimento do método dos elementos finitos a previsão dos deslocamentos numa escavação era feita a partir de observações de obras semelhantes. Em 1969, Peck elaborou uma carta de assentamentos na superfície do terreno tendo como base várias observações de escavações com estruturas de suporte tradicionais. Esta carta já foi referida no capítulo 2.3.3 e é definida na Figura 2.2. Estas relações não têm em conta os parâmetros relativos à estrutura de suporte, apesar de estes parâmetros afetarem de igual forma, ou mais, que a resistência e a deformabilidade do maciço (Palmer e Kenny, 1972; Mana, 1978). Através da observação da carta, a grandeza típica dos assentamentos observados, induzidos pelas escavações em solos moles, ultrapassa na época 1% a 2% da profundidade da escavação, que atualmente seria uma tendência prejudicial para as edificações vizinhas devido às grandes profundidades alcançadas nas escavações.

A partir do momento que se passou a utilizar cortinas de paredes moldadas e o seu dimensionamento começou a ser feito a partir do método dos elementos finitos, houve uma notável capacidade de realizar obras com movimentos mais reduzidos. As paredes moldadas apresentam diversas vantagens, nomeadamente: i) a instalação é prévia à escavação geral, deste modo a descompressão do terreno é reduzida; ii) é elevada a rigidez à flexão destes elementos e iii) consegue-se atingir grandes profundidades, podendo o seu pé ser selado em camadas rijas. (Dias Pereira, 2008).

Na Figura 2.12 é possível constatar que já existe um maior controlo dos movimentos na vizinhança dentro de limites muito mais reduzidos do que os apresentados na carta de assentamentos de Peck. Estes valores dos assentamentos apresentados são resultados sintetizados por Clough e O'Rourke (1990) da observação de assentamentos associados a escavações escoradas, quer em cortinas de betão, quer em estacas-prancha de aço.

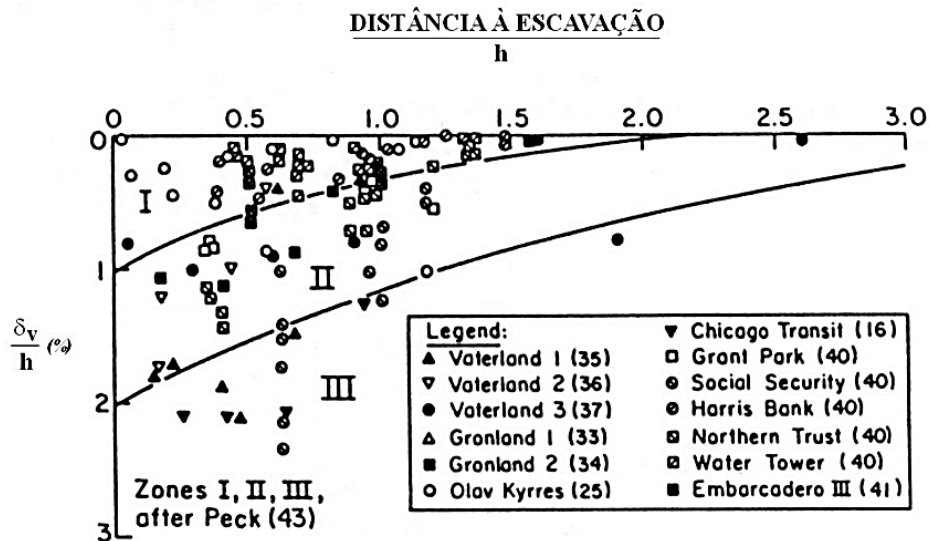


Figura 2.12 - Assentamentos observados em escavações em argilas moles a médias sobrepostas na carta de Peck (Clough & O'Rourke, 1990)

Outro exemplo é mostrado na Figura 2.13 onde Wang *et al.* (2010) apresentaram 300 casos históricos de deslocamentos e assentamentos no terreno em escavações profundas nos solos moles de Shanghai, comparando com outros autores, para vários tipos de paredes de contenção (DW – paredes moldadas; CPW – paredes de estacas contíguas; SPW – paredes de estacas-prancha; CDSM – paredes de composto *Deep Soil Mixing*; DSM – *Deep Soil Mixing*; CSN – paredes de composto com pregagens) e diferentes tipos de métodos de construção (*Top-Down* e *Bottom-Up*). Estes valores mais uma vez mostram que é possível limitar os assentamentos dentro de limites muito mais reduzidos, como se pode ver pelo limite superior proposto por Wang *et al.* (2010) que é mais reduzida que os limites apresentados na carta de assentamentos de Peck (1969).

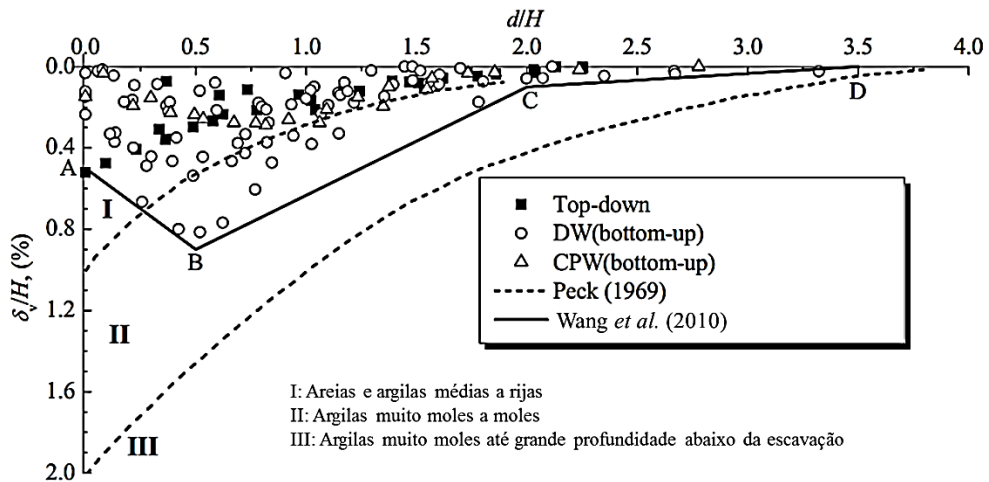


Figura 2.13 - Distribuição dos assentamentos normalizados do terreno na área envolvente à escavação (Wang et al., 2010)

A Figura 2.14 compara assentamentos do terreno de uma escavação profunda de 38m de profundidade multi-escorada em Shanghai apresentada por Liu et al. (2011) com outros casos históricos em Shanghai, Singapura e Taiwan. O assentamento máximo observado neste estudo em argilas moles foi inferior a 0,053%H (H correspondendo à profundidade de escavação), das escavações reportadas nas argilas de Shanghai o assentamento foi aproximadamente 0,15%H e nas argilas moles de Taiwan foi aproximadamente 0,2%H.

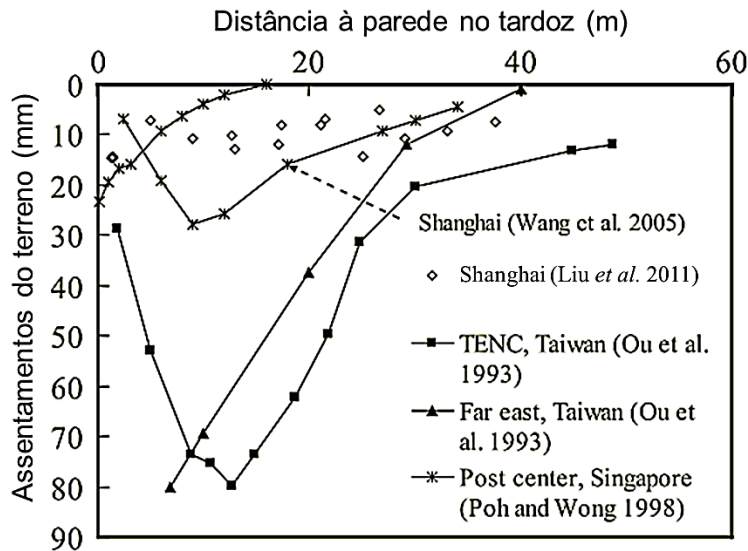


Figura 2.14 - Relação entre os assentamentos do terreno e a distância à parede no tardo (Liu et al., 2011)

Quanto à localização dos assentamentos máximos, na Figura 2.15 Wang et al. (2010) traçam uma linha para delimitar a zona onde se dá os assentamentos máximos e onde os assentamentos vão reduzindo progressivamente (zona de transição). Segundo Woo e Moh (1990) os assentamentos que se verificam na superfície do terreno têm uma extensão de 3 a 4 vezes a profundidade de escavação, o que pode ser comprovado pela Figura 2.18.

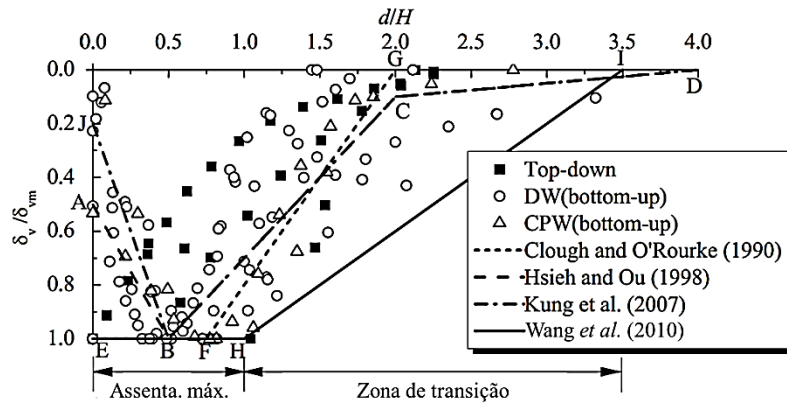


Figura 2.15 - Relação entre os assentamentos do terreno normalizado com a distância à parede normalizada (Wang *et al.*, 2010)

No que diz respeito à relação entre aos assentamentos na superfície e a profundidade de escavação, na Figura 2.16 são apresentados vários casos de escavações profundas nos solos moles de Shanghai onde se relaciona os máximos assentamentos na superfície do terreno com a profundidade de escavação para diferentes tipos de paredes de contenção (Wang *et al.*, 2010). Os valores dos assentamentos em relação à profundidade de escavação variam entre 0,1% e 0,8%, sendo o valor médio 0,42%.

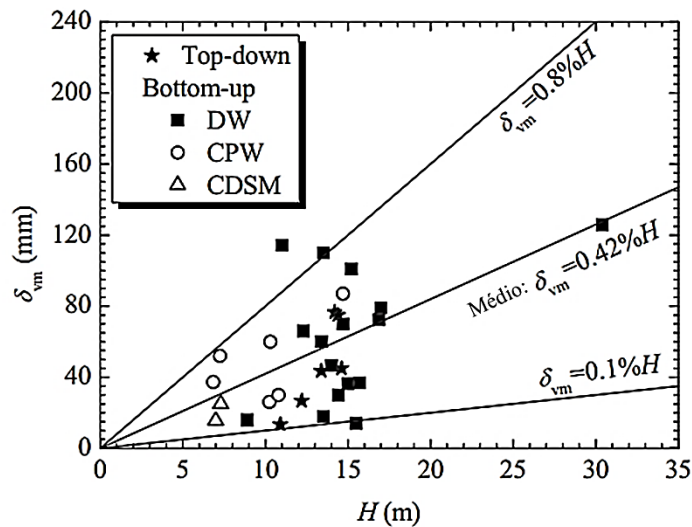


Figura 2.16 - Relação entre assentamentos na superfície do terreno com a profundidade de escavação (Wang *et al.*, 2010)

### 2.3.2. DESLOCAMENTOS LATERAIS DA PAREDE

Como foi dito no início do último subcapítulo, é necessário tentar evitar a ocorrência de deslocamentos excessivos na superfície do terreno que provoquem danos na própria estrutura de contenção, e para isso é importante controlar os deslocamentos laterais da parede, pois estes têm influência nos deslocamentos à superfície, como será visto no subcapítulo 2.4.3.

Na Figura 2.17 são apresentados resultados de deslocamentos laterais máximos da parede de 300 casos históricos para diferentes tipos de paredes de contenção e métodos de escavação.

Da observação da Figura 2.17 pode-se concluir:

- À medida que a profundidade de escavação aumenta os deslocamentos laterais máximos da parede também aumentam;
- Para as cortinas construídas em *Top-Down* (Figura 2.17(a)), os valores dos deslocamentos laterais máximos da parede ( $\delta_{hm}$ ) geralmente variam entre 0,1%H e 0,55%H com um valor médio de 0,27%H;
- Para os três tipos de paredes mais resistentes construídas em *Bottom-Up* (Figura 2.17(b)), ou seja, DW, CPW e CDSM, os valores de  $\delta_{hm}$  variam entre 0,1%H e 1,0%H com um valor médio de 0,4%H;
- Para SPW (Figura 2.17(c)) podem ocorrer deslocamentos laterais acima de 3,2%H. O valor médio de  $\delta_{hm}$  é aproximadamente 1,5%H;
- Para CSN (Figura 2.17(d)), o deslocamento lateral máximo frequentemente varia entre 0,2%H e 0,9%H com um valor médio de 0,55%H;
- Para uma parede DSM (Figura 2.17(e)) o valor de  $\delta_{hm}$  geralmente varia entre 0,3%H e 2,4%H com um valor médio de 0,91%H;
- Não existe grande discrepância nos deslocamentos quando se usa diferentes tipos de escoras (SS – escoras de aço; SC – escoras de betão) e em *Top-Down* os deslocamentos tendem a ser menores que em *Bottom-Up*, devido à grande rigidez das lajes.

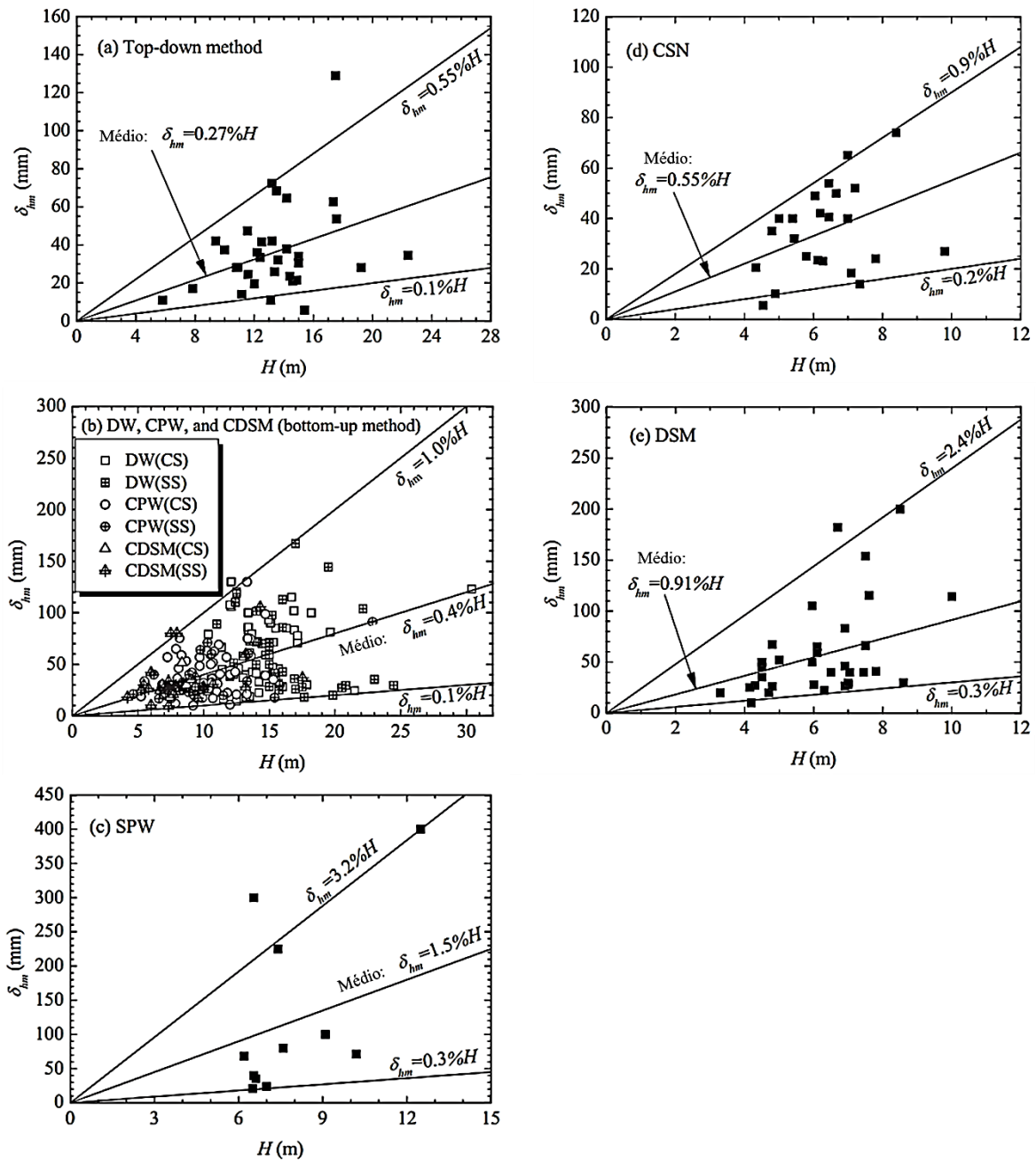


Figura 2.17 - Relação dos deslocamentos laterais máximos da parede com a profundidade de escavação dependendo do tipo de sistema de suporte (Wang *et al.*, 2010)

O tipo de parede de contenção usado tem influência nos deslocamentos laterais máximos da parede. Os maiores deslocamentos aconteceram na parede mais flexível, SPW. Os deslocamentos na parede de DSM são muito maiores que nas outras paredes (exceto a SPW), pois não foram usados níveis de suporte durante a escavação. As paredes DW, CPW e CDSM foram as que obtiveram os menores valores dos deslocamentos máximos laterais e a sua magnitude não varia muito nestes três tipos de paredes (valores médios: DW – 0,40%H; CPW – 0,39%H e CDSM – 0,41%H). Os resultados das escavações em Shanghai são consistentes com as conclusões de Moormann (2004) já que os

deslocamentos maiores se dão na SPW e que nas DW e paredes de estacas secantes os deslocamentos são muito menores.

Liu *et al.* (2011) apresentaram resultados dos deslocamentos laterais máximos da parede para uma escavação profunda em argilas moles de Shanghai e comparou com outros casos históricos na Figura 2.18. Os deslocamentos laterais máximos da escavação apresentados por Liu *et al.* (2011) variam entre  $0,14\%H$  e  $0,30\%H$ , um intervalo com valores de deslocamentos muito menores do que os observados em outros casos.

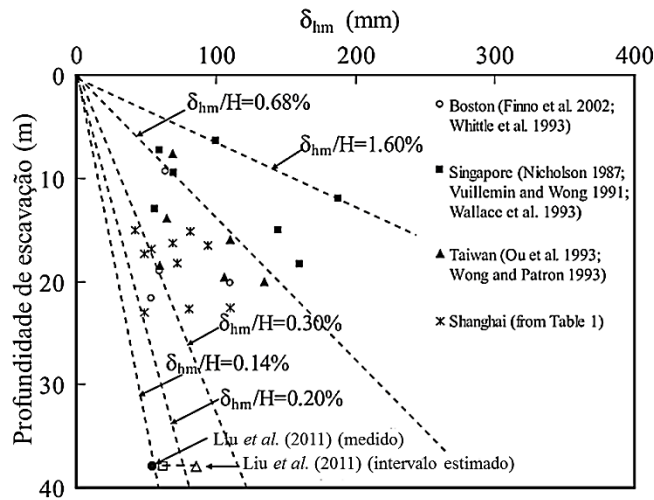


Figura 2.18 - Relação entre os deslocamentos laterais máximos da parede e a profundidade de escavação (Liu *et al.*, 2011)

Na Figura 2.19 são comparados os deslocamentos laterais máximos para três tipos de paredes de contenção obtidos de escavações profundas de 23 estações de metro em Suzhou, China (Gao *et al.*, 2011). É possível concluir que os deslocamentos máximos são menores nas paredes moldadas que nas paredes de estacas secantes e paredes com *Soil Mixing*, como já se tinha concluído anteriormente.

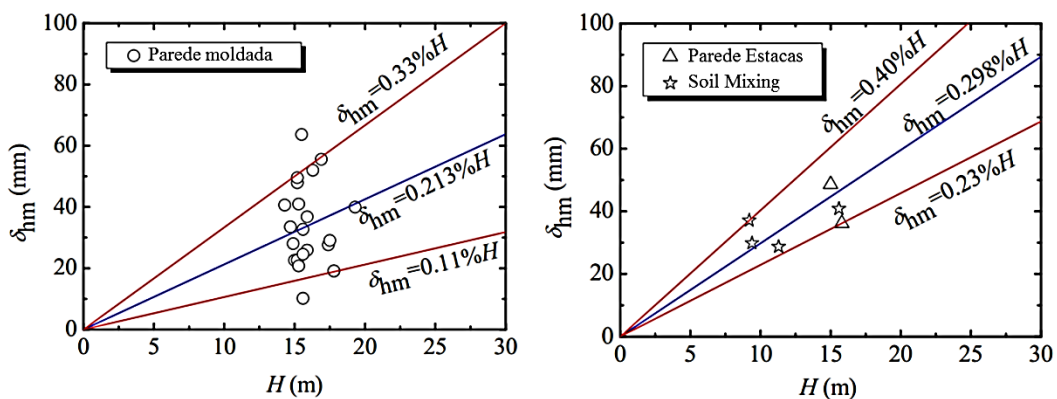


Figura 2.19 - Relação entre os deslocamentos laterais máximos da parede e a profundidade de escavação (Gao *et al.*, 2011)

Estes valores dos deslocamentos laterais máximos são consistentes com as conclusões de Clough e O'Rourke (1990) que constataram que o valor médio dos deslocamentos laterais máximos da parede

são aproximadamente  $0,2\%H$  com um limite superior de  $0,5\%H$ . Ou *et al.* (1993) e Ou *et al.* (1998) também mostraram que os deslocamentos laterais da parede da maior parte das escavações varia entre  $0,2\%H$  e  $0,5\%H$  com um valor médio de  $0,4\%H$ , e mesmo a estatística dos resultados de Gao *et al.* (2011) são muito menores que os de Ou, nos casos das escavações em solos moles.

Quanto à posição dos deslocamentos laterais máximos da parede, estes normalmente ocorrem perto do fundo de escavação. Nas Figuras 2.20 e 2.21 é possível ter uma percepção da zona onde se dão os deslocamentos laterais máximos em relação à profundidade de escavação.

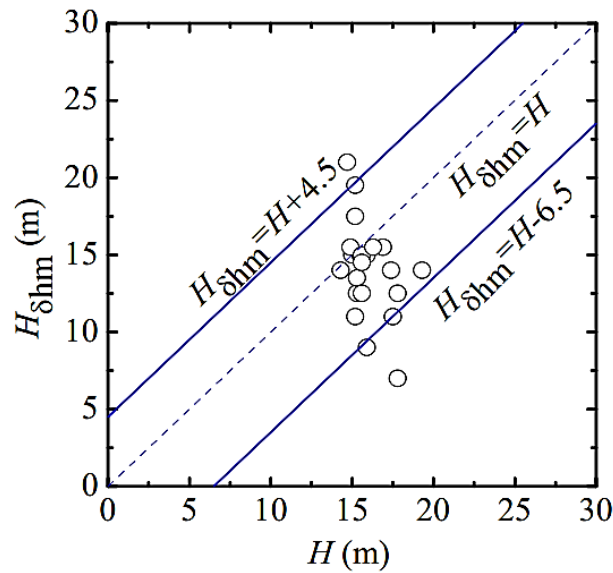


Figura 2.20 - Relação entre a localização do deslocamento lateral máximo e a profundidade de escavação (Gao *et al.*, 2011)

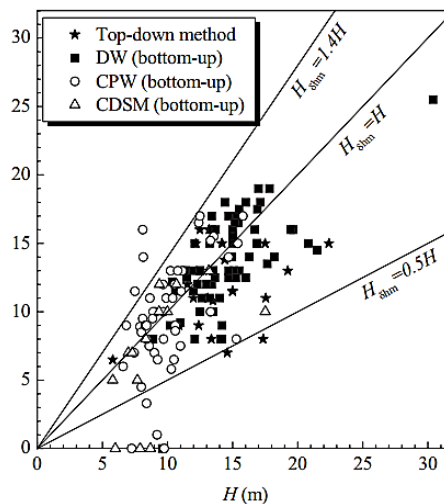


Figura 2.21 - Relação entre a localização do deslocamento lateral máximo e a profundidade de escavação (Wang *et al.*, 2010)

Gao *et al.* (2011) concluíram que os deslocamentos laterais máximos da parede se dão entre os 4,5m abaixo do fundo de escavação e os 6,5m acima do fundo de escavação, enquanto Wang *et al.* (2010) concluíram que os deslocamentos laterais máximos da parede variam entre 0,5H e 1,4H.

Em relação à estabilidade de fundo de escavação, são relacionados os deslocamentos laterais máximos da parede com o fator de segurança contra o levantamento do fundo de escavação, comparando com os limites estabelecidos por Mana e Clough (1981). Nas Figuras 2.22 e 2.23 são apresentados valores de vários casos históricos e da escavação tratada por Liu *et al.* (2011) e ainda valores de várias escavações profundas nos solos moles de Shanghai para diferentes tipos de paredes de contenção (Wang *et al.*, 2010).

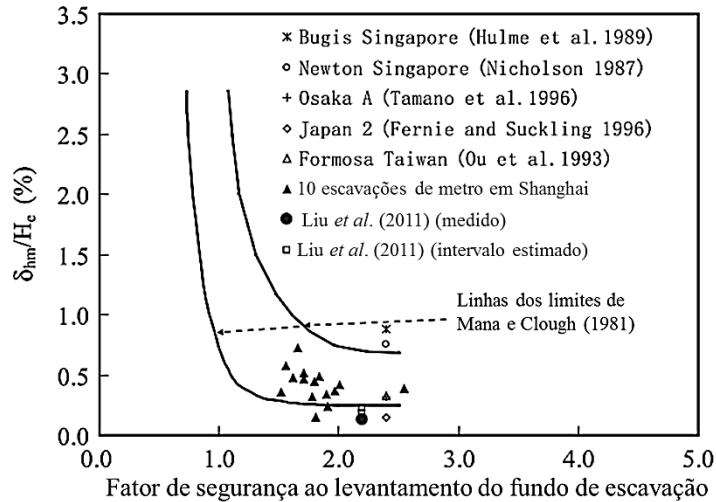


Figura 2.22 - Relação entre os deslocamentos laterais máximos da parede e o fator de segurança contra o levantamento do fundo de escavação (Liu *et al.*, 2011)

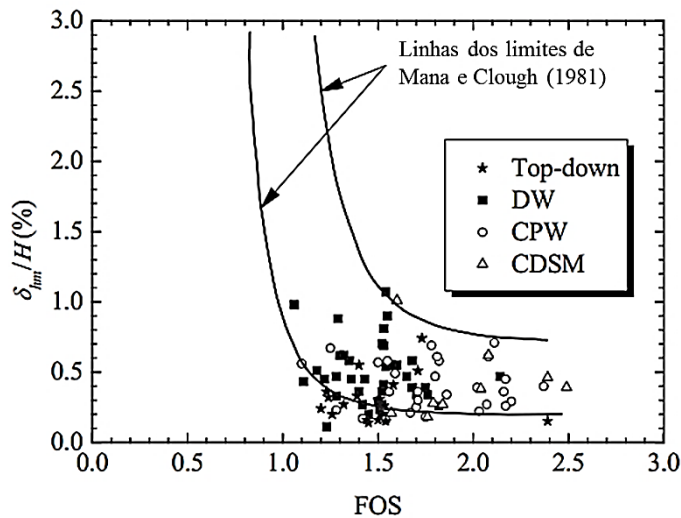


Figura 2.23 - Relação entre os deslocamentos laterais máximos da parede e o fator de segurança contra o levantamento do fundo de escavação (Wang *et al.*, 2010)

Da observação das duas figuras é possível constatar que os valores observados dos deslocamentos laterais máximos da parede se concentram dentro dos limites definidos por Mana e Clough (1981).

### 2.3.3.RELAÇÃO ENTRE OS DESLOCAMENTOS DA PAREDE DE CONTENÇÃO E OS ASSENTAMENTOS À SUPERFÍCIE DO TERRENO

Existe uma relação estreita entre os deslocamentos da parede de contenção e os assentamentos verificados à superfície do terreno, pois para reduzir uns adotando medidas convenientes, minimiza os outros.

Segundo Matos Fernandes (1990), na fase autoportante, isto é, quando ainda não está instalada nenhuma escora ou ancoragem, os deslocamentos da parede crescem do pé da cortina até ao topo de forma aproximadamente linear (Figura 2.24).

Quando são colocados em serviço os níveis de escoras ou ancoragens, os deslocamentos do topo deixam de ser máximos e verifica-se um crescimento destes do topo até a uma certa profundidade, para decrescerem depois até ao pé da parede (Figura 2.24 - linha a tracejado). A face exposta da cortina assume uma forma convexa que é tanto mais acentuada quanto maiores forem a flexibilidade da cortina e a rigidez e os pré-esforços dos seus apoios, isto é, das escoras ou ancoragens.

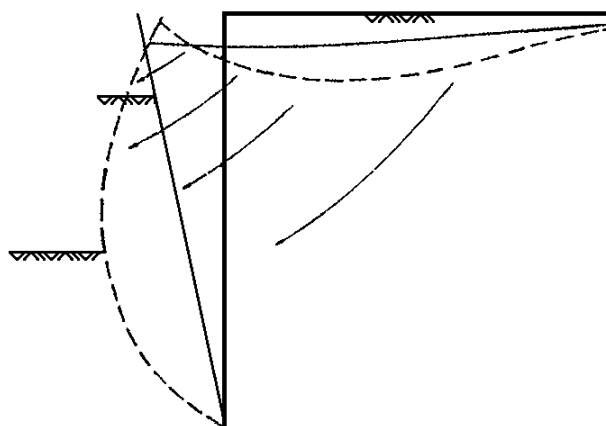


Figura 2.24 - Deslocamentos associados a uma escavação suportada por uma cortina com boas condições no pé (Matos Fernandes, 1990)

Se o pé da parede estiver adequadamente apoiado, os seus assentamentos são nulos ou reduzidos, e neste caso a parede exerce forças tangenciais ascendentes no maciço suportado que garantem a redução dos assentamentos à superfície na zona próxima da escavação. Os assentamentos serão maiores a uma certa distância da escavação, assumindo uma superfície com uma certa concavidade.

Se o pé da parede não tiver boas condições de apoio, a convexidade da sua face tende a desaparecer. Neste caso as tensões tangenciais exercidas pela parede ao maciço suportado passam a ser menores, podendo inverter o sentido quando o assentamento da parede é superior ao do maciço suportado (por exemplo, em consequência das componentes verticais dos pré-esforços das ancoragens). Os assentamentos agora assumirão uma forma grosseiramente convexa, verificando-se o assentamento máximo junto à face do corte.

A Figura 2.25 refere-se a um trabalho apresentado por Matos Fernandes (1990) onde é estudado o comportamento de paredes ancoradas com várias condições de apoio no pé. Os deslocamentos que se apresentam correspondem a três análises por elementos finitos em que se fez variar a altura enterrada da parede num estrato de argila média subjacente à escavação. Em A a altura enterrada é nula, em B o pé da parede não tem boas condições de apoio e em C o pé da parede é encastrado num estrato rígido, conferindo-lhe boas condições de apoio no pé. A Figura 2.25 é sugestiva a propósito do que já foi referido sobre o comportamento da cortina face às condições de apoio no pé da parede.

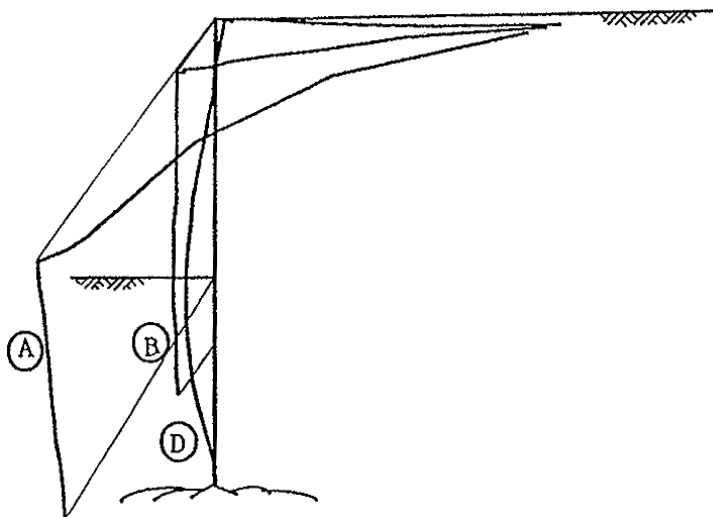


Figura 2.25 - Deslocamentos associados a uma escavação para várias alturas enterradas da cortina (Matos Fernandes, 1990)

Relacionando agora os deslocamentos da parede com os assentamentos à superfície do terreno, O'Rourke (1981) apresenta resultados da observação de 7 escavações com profundidades compreendidas entre 8 e 18m suportadas por cortinas de vários tipos mas todas elas com a extremidade inferior fixa num estrato rijo. Na Figura 2.26 o autor relaciona o parâmetro  $C_D$ , definido pelo mesmo e que traduz o modo como a cortina se desloca com a razão das componentes horizontal e vertical dos deslocamentos de pontos do terraplino observados topograficamente.  $C_D$  é igual à unidade na fase autoportante e os deslocamentos da superfície são essencialmente horizontais, e decresce com o progresso da escavação, desenvolvendo-se uma “barriga” por deformação da parede apoiada nos dois extremos com o aumento da componente vertical dos deslocamentos.

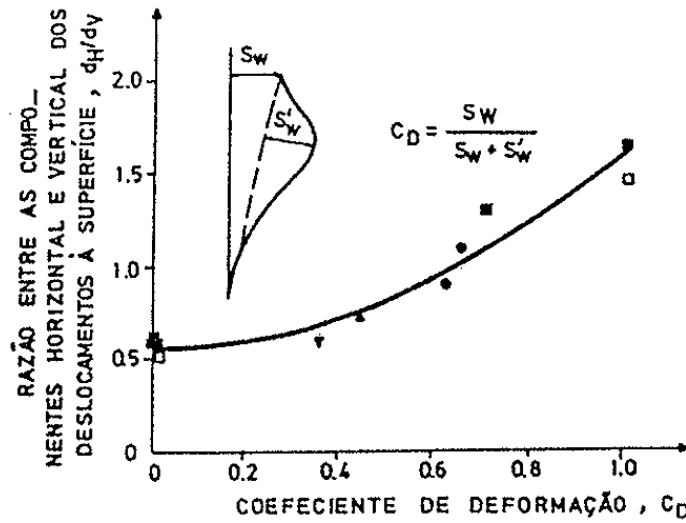


Figura 2.26 - Relação entre os deslocamentos da parede e os assentamentos na superfície (O'Rourke, 1981)

A conclusão que se tira é que a grandeza dos assentamentos não está diretamente dependente dos deslocamentos máximos da parede mas sim da forma como esta se desloca para a escavação.

Para se perceber melhor este facto é apresentado um exemplo de uma escavação a propósito da importância do pré-esforço das ancoragens realizado por Matos Fernandes (1983). Foram efetuadas 8 análises por elementos finitos considerando uma delas a cortina escorada e nas restantes a cortina ancorada, variando a grandeza e a distribuição dos pré-esforços das ancoragens. Dos cálculos efetuados foram obtidos deslocamentos que variam dentro de um amplo intervalo. A Figura 2.27 procura-se avaliar o grau de dependência dos assentamentos máximos em relação aos deslocamentos máximos e médios da cortina nas várias fases de escavação de todos os cálculos (os deslocamentos médios são obtidos dividindo a área compreendida entre a posição da parede em cada fase e a inicial pela altura total da parede).

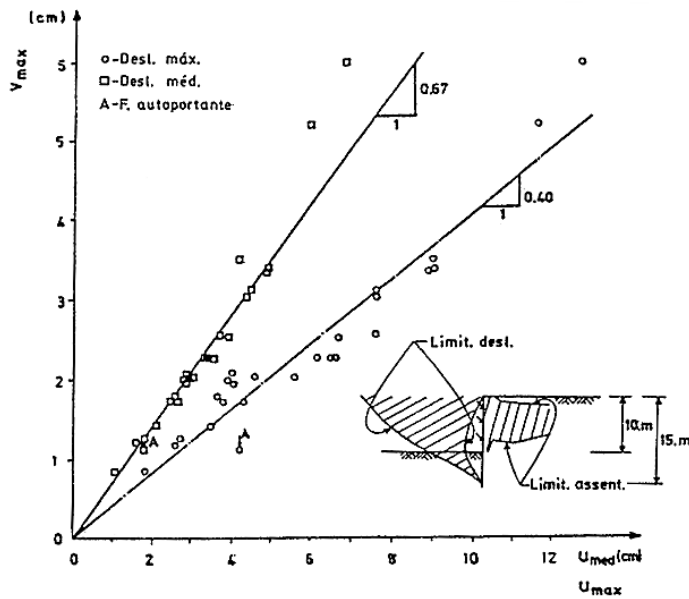


Figura 2.27 - Relação entre os assentamentos máximos na superfície e os deslocamentos máximos e médios da parede (Matos Fernandes, 1990)

Através da observação da Figura 2.27 conclui-se que a relação entre os assentamentos máximos e os deslocamentos médios é mais estreita e que os assentamentos máximos na superfície são menores que os deslocamentos laterais máximos da parede. É de notar que o ponto relativo ao deslocamento máximo da parede na fase autoportante (fase comum a todos os cálculos) se situa bastante abaixo da reta que melhor representa a correlação entre os valores máximos dos deslocamentos da cortina e dos assentamentos, o que significa que se aquele ponto determinasse o assentamento máximo naquela fase este seria superior ao verificado.

Segundo Matos Fernandes (1990), a área que engloba as posições da parede numa dada fase e a inicial vai determinar a área compreendida entre as posições da superfície do terreno nas mesmas fases. A última das áreas é menor ou igual à primeira, correspondendo a igualdade aos casos, como os das análises a que a Figura 2.27 diz respeito, em que o comportamento do maciço seja não drenado, ou seja, as variações volumétricas do solo são praticamente nulas (é considerada uma secção da escavação de espessura unitária em que o volume e a área são numericamente iguais). Como o deslocamento médio da parede é diretamente proporcional à primeira das áreas, é este o parâmetro que traduz melhor a grandeza desta área, logo a dos assentamentos na superfície.

Na Figura 2.28 apresenta-se dois movimentos típicos da parede em fase autoportante e numa fase em que já foram instalados níveis de apoio com o mesmo deslocamento máximo, 10cm. Apesar de terem o mesmo deslocamento máximo, a área arrastada pela cortina e o deslocamento médio são, no segundo caso, cerca de 50% superiores (Matos Fernandes, 1990). Assim, a fase autoportante leva a assentamentos muito pequenos porque a parede ao deslocar-se abrange uma área reduzida, ou seja, o deslocamento médio é considerado mais pequeno que o deslocamento máximo.

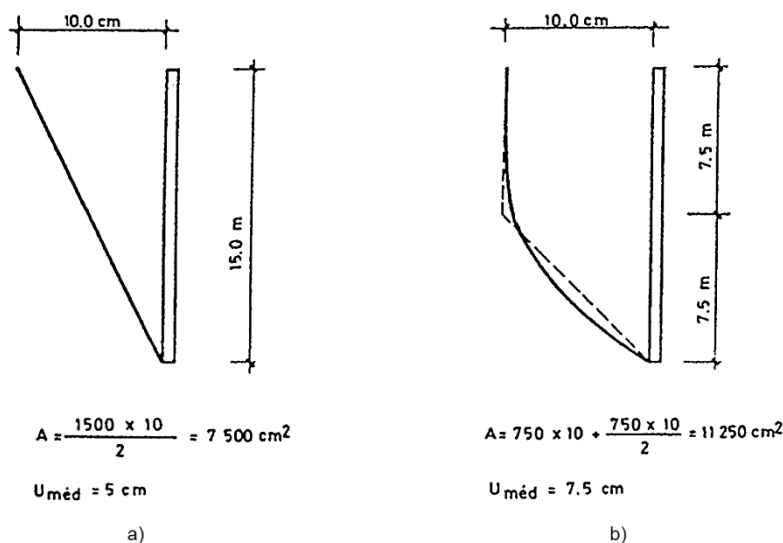


Figura 2.28 - Movimentos típicos de uma estrutura de suporte flexível: a) fase autoportante; b) níveis de apoio em serviço (Matos Fernandes, 1990)

Quanto aos assentamentos na superfície serem menores que os deslocamentos máximos da parede, a explicação reside no facto de os assentamentos terem maior área por onde se estenderem que os deslocamentos da parede. A área abrangida pelos movimentos da parede de encontro à escavação estende-se na vertical, desde o topo da cortina até ao fundo de escavação, sendo essa extensão menor que a que se verifica na superfície do terreno até onde se estendem os assentamentos. Como a área varrida pelo movimento da parede é aproximadamente igual à área envolvida pela superfície do

terreno no seu movimento descendente, significa que os assentamentos tendem a ser menores que os deslocamentos da parede, já que se podem distribuir por uma maior extensão de terreno.

Wang *et al.* (2010) recolheram os deslocamentos laterais e os assentamentos do terreno à superfície de 300 casos de escavações profundas nos solos moles de Shanghai para diferentes tipos de paredes de contenção e relacionaram-nos, como mostra a Figura 2.29.

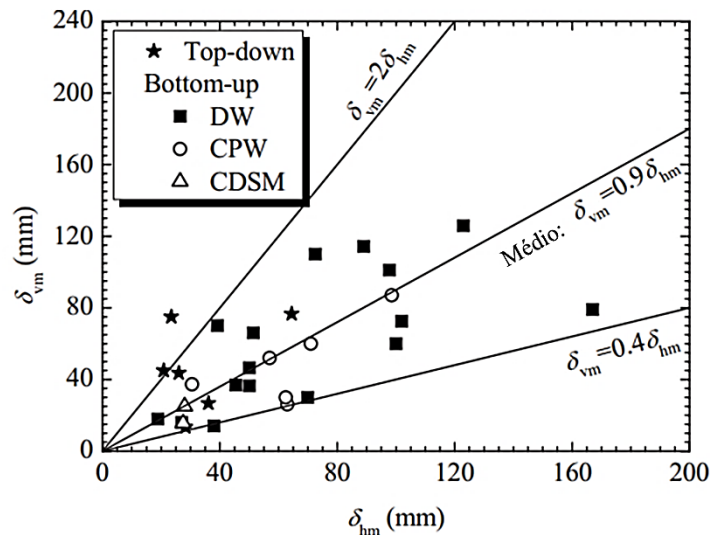


Figura 2.29 - Assentamentos máximos do terreno versus deslocamentos máximos laterais da parede (Wang *et al.*, 2010)

Pela observação da Figura 2.29 pode-se constatar que o intervalo de assentamentos à superfície vai desde metade até ao dobro dos deslocamentos laterais da parede, com um valor médio de 0,9%. Estes valores são consistentes com os resultados obtidos por Glodberg *et al.* (1976) para argilas moles a médias e por Moormann (2004) para argilas moles, pois os valores dos assentamentos variam entre  $0,5\delta_{hm}$  e  $2,0\delta_{hm}$ . Outros autores mostraram que a relação entre assentamentos e deslocamentos em escavações em solos moles varia entre 0,5 e 1,0 (Mana e Clough, 1981; Ou *et al.*, 1993; Hsieh e Ou, 1998).

Nicholson (1987), Vuillemin e Wong (1991) e Wallace *et al.* (1993) relataram o desempenho de escavações profundas utilizando paredes moldadas ou cortinas de estacas-prancha nas argilas moles de Singapura. Eles mostraram que as máximas deflexões laterais da parede e os assentamentos do terreno em relação à profundidade de escavação variam entre 0,43% a 0,93% e 0,67% a 1,5%, respetivamente. Ou *et al.* (1993) e Wong e Patron (1993) estudaram algumas escavações profundas em argilas moles e obtiveram deslocamentos laterais da parede e assentamentos na superfície a variar entre 0,32% e 0,9% e 0,23% e 0,6%, respetivamente.

## 2.4. CONTROLO DE DEFORMAÇÃO

Com o aumento da construção de infraestruturas na superfície do terreno vem a necessidade de explorar os espaços no subsolo, fazendo com que as escavações ocupem mais área e sejam mais profundas para rentabilizar ao máximo o solo. Por outro lado, as escavações muitas vezes têm de ser realizadas na proximidade de edifícios, túneis, condutas, etc. Caso as escavações provoquem estragos nessas infraestruturas vizinhas leva a grandes perdas económicas e complicações entre os donos de

obra e a população. Por isso é importante não só assegurar a segurança da escavação como também atenuar as deformações induzidas por elas e a influência no meio ambiente em redor. (Wang *et al.*, 2015).

Wang *et al.* (2015) apresentaram desenvolvimentos recentes no projeto e construção de técnicas de controlo de deformações induzidas por escavações em Shanghai e casos históricos executados pela empresa dos autores bem como os valores típicos dos deslocamentos das escavações para diferentes ambientes urbanos. Inicialmente fizeram uma pequena descrição das condições geológicas típicas em Shanghai. Através dos casos históricos bem documentados foi possível criar critérios de deformação que limitam os estragos inaceitáveis nas estruturas vizinhas e dar uma referência para os engenheiros geotécnicos poderem fazer previsões razoáveis das deformações.

Com a retirada de terreno durante a escavação há alterações no estado de tensão nos solos que pode provocar deformações no ambiente vizinho numa zona de influência que se pode estender para distâncias superiores à profundidade de escavação. Assim a proteção do meio ambiente adjacente à escavação pode ser feita de três maneiras: (1) controlo das deformações associadas às escavações dentro de limites aceitáveis; (2) instalação de barreiras entre a escavação e as estruturas vizinhas para bloquear a propagação das deformações induzidas pelas escavações; (3) aumentar a capacidade das estruturas afetadas para resistir às deformações.

O controlo de deformações associadas às escavações dentro de limites aceitáveis pode ser conseguido através do reforço do sistema de travamento ou do aumento da resistência passiva do solo através de técnicas de melhoramento de solo. No subcapítulo 2.5 são apresentadas algumas técnicas de melhoramento de solo que permitem controlar as deformações provocadas pelas escavações dentro de limites desejáveis.

A instalação de barreiras entre a escavação e as estruturas vizinhas para bloquear a propagação das deformações induzidas pelas escavações pode ser feita através de uma escavação zoneada, ou seja, realizar a escavação por zonas, isto é, divide-se a escavação em zonas e para cada zona são colocadas as cortinas periféricas, realiza-se a escavação e instalam-se as escoras ou ancoragens individualmente.

Aumentar a capacidade das estruturas vizinhas para resistir às deformações pode ser conseguida através do Recalce, ou seja, instalar novos suportes nas fundações existentes das estruturas.

De seguida será descrito um dos casos históricos documentados por Wang *et al.* (2015).

#### 2.4.1.CASO HISTÓRICO: EDIFÍCIO DINGDING BUND

O DingDing Bund é um edifício que se localiza na Baixa de Shanghai onde os solos são compostos pela alternância de camadas de solos argilosos com solos arenosos. A construção das caves deste edifício incluiu uma escavação com 20000m<sup>2</sup> de área e uma profundidade de 19,8m suportada por paredes moldadas. Como foi uma escavação realizada num centro urbano o ambiente na proximidade era complexo: a norte existiam três edifícios históricos de alvenaria e a sul encontrava-se dois túneis rodoviários com uma profundidade entre os 14 e os 22m. Para além dos túneis ainda havia condutas a passar perto da escavação. Na Figura 2.30 é possível verificar a escavação e o ambiente na proximidade.

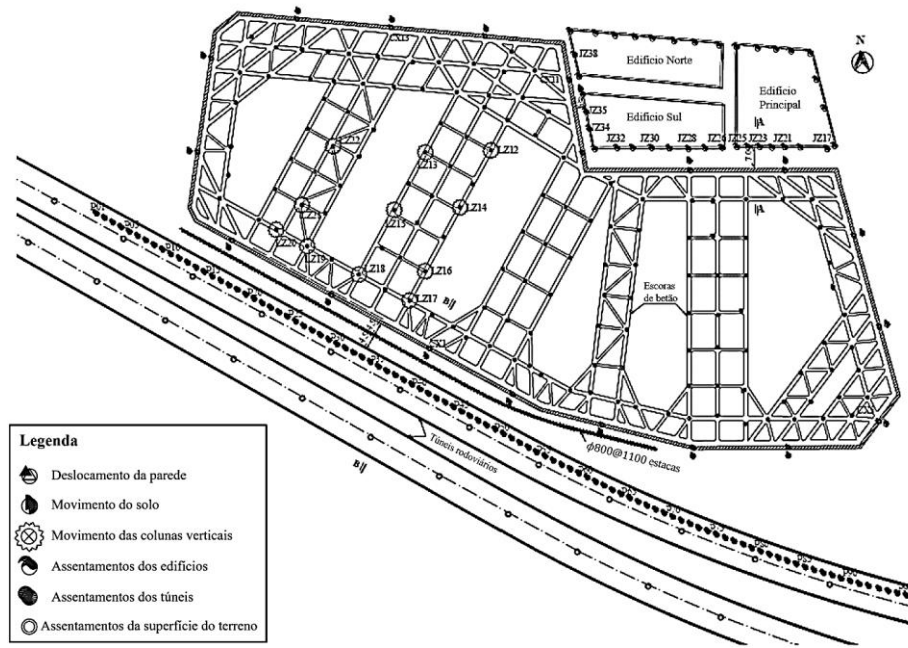


Figura 2.30 - Planta da escavação do edifício DingDing Bund

A escavação foi realizada em *Bottom-Up* e foi feita por zonas (Figura 2.31). Na maior parte da escavação, as paredes de contenção usadas foram paredes moldadas com 1m de espessura, 5 níveis de escoras de betão e com uma altura enterrada que variava entre os 18 e os 34m. As paredes moldadas estarão envolvidas por duas filas de estacas, uma de cada lado, para reduzir a influência da instalação das mesmas na vizinhança. Abaixo do 2º nível de escoras e até 6m abaixo do último nível de escoras as propriedades do solo foram melhoradas através da técnica *Deep Mixing Method*.

Na zona dos edifícios históricos a espessura das paredes moldadas foi aumentada para 1,2m. Outra medida proposta para os edifícios foi a utilização de Recalce antes da instalação das paredes moldadas, mas que só foi realizada depois destas já estarem instaladas, o que pode provocar assentamentos nos edifícios.

Na zona dos túneis rodoviários ainda foram construídas paredes de estacas com 800mm de diâmetro a metade da distância entre a escavação e o túnel mais próximo.

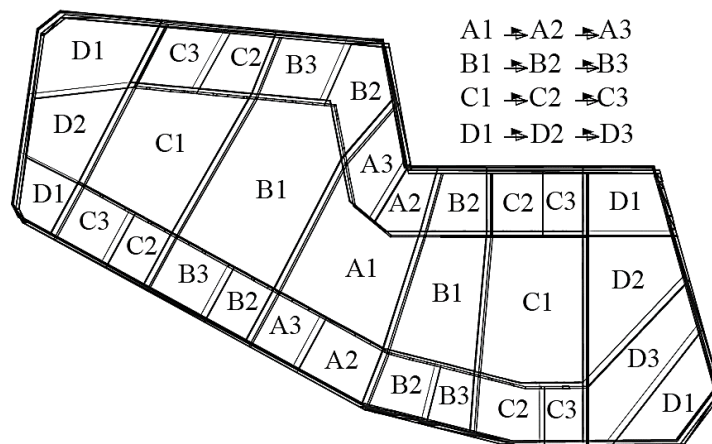


Figura 2.31 - Ilustração da sequência de escavações

O faseamento construtivo desta escavação foi o seguinte:

**Fase 1:** escavação até -2,2m e instalação da primeira escora

**Fase 2:** escavação até -6,3m e instalação da segunda escora

**Fase 3:** escavação até -10,3m e instalação da terceira escora

**Fase 4:** escavação até -13,9m e instalação da quarta escora

**Fase 5:** escavação até -17,3m e instalação da quinta escora

**Fase 6:** escavação até à profundidade de projeto e instalação da laje de fundo

Na Figura 2.32 são apresentados os deslocamentos atrás da parede para cada fase. A fase 9 corresponde à instalação da segunda laje a contar de baixo que também é incluída para se poder comparar com as outras fases. Antes da instalação da laje de fundo os deslocamentos da parede aumentaram significativamente no decorrer da escavação. A parede apresenta uma deformação em forma de “barriga” e o deslocamento máximo ocorre perto do fundo de escavação. Depois da instalação da laje de fundo os deslocamentos são muito pequenos ou negligenciáveis. O deslocamento máximo da parede ( $\delta_{max}$ ) fica entre os 0,24%H e os 0,58%H (sendo H a profundidade de escavação). Os deslocamentos em CX5 são os menores devido ao efeito dos cantos e como em CX11 a espessura das paredes moldadas é maior e ainda tem as paredes de estacas nessa zona, os deslocamentos em CX11 são menores que em CX1, onde a espessura das paredes moldadas é de 1m.

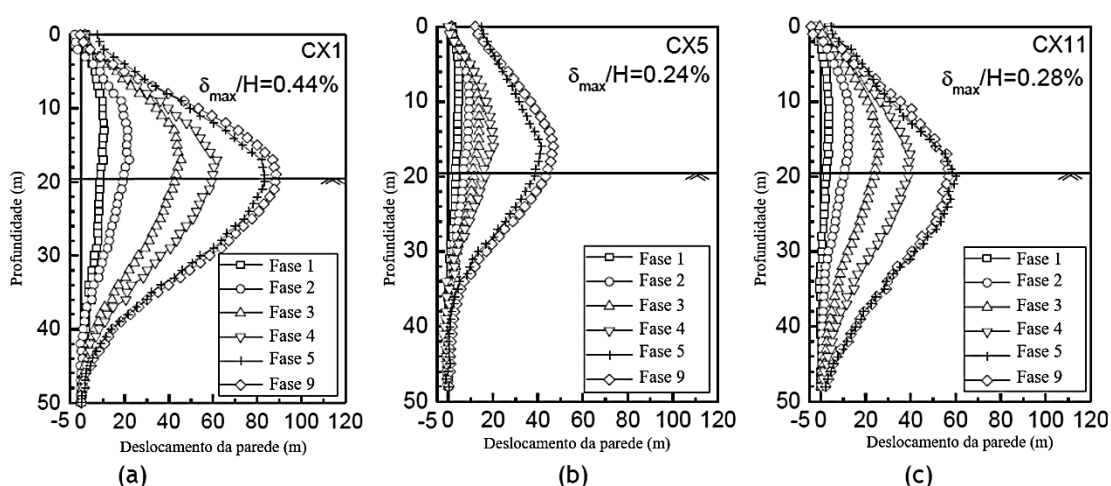


Figura 2.32 - Deslocamentos laterais da parede: (a) CX1 (zona dos túneis); (b) CX5; (c) CX11 (zona dos edifícios)

## 2.5. TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DOS SOLOS EM ESCAVAÇÕES PROFUNDAS

Ao longo das últimas décadas, o desenvolvimento subterrâneo das cidades impulsionou o crescimento de técnicas de melhoramento das propriedades dos solos. Este melhoramento, quando realizado no interior da escavação, permite travar as paredes de contenção e conseqüentemente minorar os assentamentos do solo à superfície.

O presente capítulo aborda as principais tecnologias na forma como permitem efetuar o tratamento do solo e nas resistências e geometrias possíveis de alcançar.

As técnicas abordadas neste capítulo são *Deep Soil Mixing*, *Compaction Grouting* e *Jet Grouting*.

### 2.5.1. DEEP SOIL MIXING (DSM)

*Deep Soil Mixing* (DSM) ou *Deep Mixing Method* (DMM) é uma das tecnologias de tratamento do solo que consiste na mistura do solo *in situ* com cimento e/ou outros materiais como gesso, cal ou cinzas. O objetivo desta técnica é melhorar as características do solo *in situ*, nomeadamente a compressibilidade, a resistência ao corte e à tração e a permeabilidade através de aditivos químicos que vão reagir com o solo (Dias Pereira, 2008).

As propriedades da mistura obtida irão depender das características do solo original, das variantes inerentes ao processo de execução (qualidade da mistura, método de mistura utilizado, etc) e das características do ligante adicionado.

Esta tecnologia teve origem na Suécia e no Japão por volta dos anos 70, tendo as primeiras experiências de aplicação na Europa Central (Alemanha, Itália e França) em finais de 1970.

A DSM é uma solução aplicada para cortinas de contenção de escavações, para cortinas de impermeabilização e estabilidade e reforço de terrenos de fundação.

O processo de execução do DSM divide-se em duas fases: a primeira consiste na furação do solo à superfície até à cota a que se pretende efetuar o tratamento. O equipamento utilizado para esta fase pode possuir um ou mais trados ou pás de mistura que rodam em eixos verticais. A segunda fase consiste na extração do equipamento e simultânea injeção do ligante no solo, a baixa pressão. A mistura do ligante com o solo vai formar colunas de solo tratado até á superfície, podendo ser reforçadas com perfis metálicos e criar uma estrutura com maior rigidez e resistência.

Os materiais adicionados ao solo podem ser adicionados na forma seca (*dry mixing*) ou em pasta (*wet mixing*). Os materiais adicionados em *dry mixing* (Figura 2.33.a)) são principalmente usados em solos coesivos, apesar de poderem ser usado em solos granulares soltos para resolver problemas de liquefação. Em *wet mixing* (Figura 2.33.b)) permite obter melhores resultados em solos granulares. Nos solos com elevada coesão, por vezes recorre-se à adição de areia antes da extração do equipamento, porque as partículas aderem ao equipamento de corte, o que não facilita uma boa mistura.

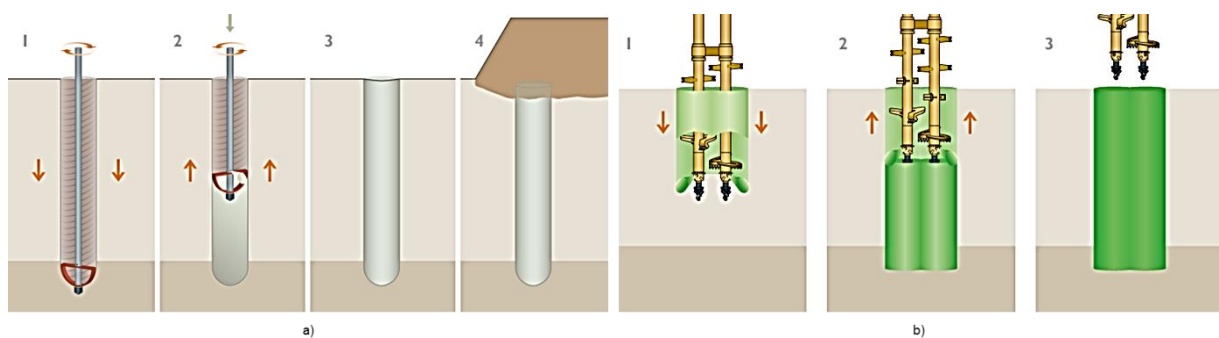


Figura 2.33 - Processo de escavação: a) *dry mixing* e b) *wet mixing*

Quanto às vantagens e desvantagens desta tecnologia de melhoramento de solo, são apresentadas de seguida (Pereira Brás, 2009).

Vantagens:

- Facilidade de utilização em quase todo o tipo de solos;

- Facilidade de adaptação da configuração do tratamento às condições e requisitos específicos do projeto;
- Baixa quantidade de refluxo;
- Baixas vibrações e ruídos durante a execução.

Desvantagens:

- Dependência de bastantes fatores para obter uniformidade e uma boa qualidade do solo tratado;
- Elevado custo de mobilização dos equipamentos;
- Necessidade de muito espaço em obra;
- Falta de adequabilidade para solos demasiado densos, consistentes e com presença de calhaus.

A Figura 2.34 apresenta algumas das geometrias possíveis de realizar através da interseção de colunas.

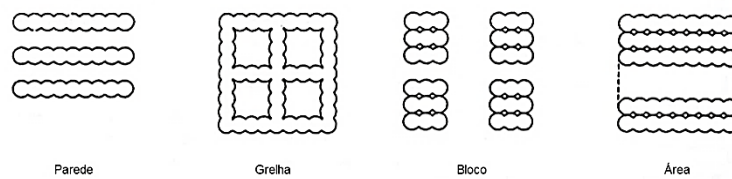
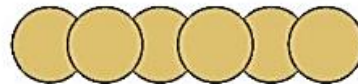


Figura 2.34 - Formas de tratamento possíveis de obter com colunas DSM (adaptado de Bruce *et al.*, 2002)

Mais recentemente foi desenvolvida uma técnica que deriva da DSM. Esta tecnologia designa-se por *Cutter Soil Mixing (CSM)* e produz painéis retangulares, em vez das colunas circulares como na tecnologia DSM, usando rodas dentadas que rodam em torno de um eixo horizontal (Figura 2.35).

Métodos Tradicionais de DSM



Técnica de CSM

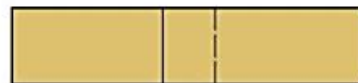


Figura 2.35 - Geometria do solo tratado pelos métodos tradicionais de DSM e pela técnica de CSM (Taveira Pereira, 2014)

O solo é igualmente melhorado pela mistura do próprio solo com um ligante, mas tem uma maior versatilidade em relação ao atravessamento de vários solos e não provoca grandes perturbações no solo aquando do processo de execução, sendo uma escolha para trabalhos a realizar em meio urbano.

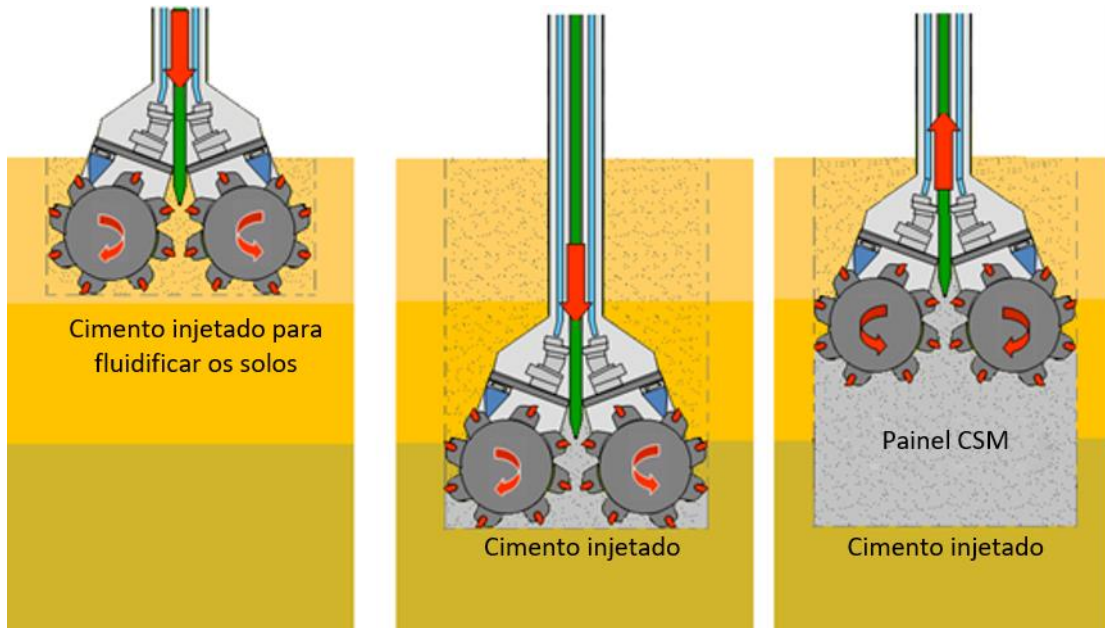


Figura 2.36 - Ilustração das principais fases de execução da técnica CSM

#### 2.5.2. COMPACTION GROUTING

*Compaction grouting* consiste na introdução de uma argamassa plástica a elevadas pressões que sem preencher espaços vazios, devido à sua viscosidade, provoca deslocamentos no terreno. Os objetivos desta tecnologia são controlar os deslocamentos, reduzir a permeabilidade e aumentar a capacidade de suporte do solo de maneira a que a argamassa ocupe um volume, expanda e conseqüentemente induza compactação e o aumento da rigidez, da resistência ao corte e do módulo de deformabilidade.

Quanto ao processo de execução desta tecnologia (Figura 2.37), este inicia-se com a introdução de um tubo no terreno, com a inclinação e comprimento definidos em projeto, até à zona a ser tratada. Seguidamente dá-se início à injeção do fluido que irá exercer forças radiais em todas as direções para arrastar e compactar o solo adjacente. É utilizada uma baixa taxa de fluido de forma a prevenir a fratura excessiva do solo e a facilitar a dissipação dos excessos de pressão neutra (Dias Pereira, 2008). De seguida o tubo é recolhido para uma profundidade menor e inicia-se novamente o processo.

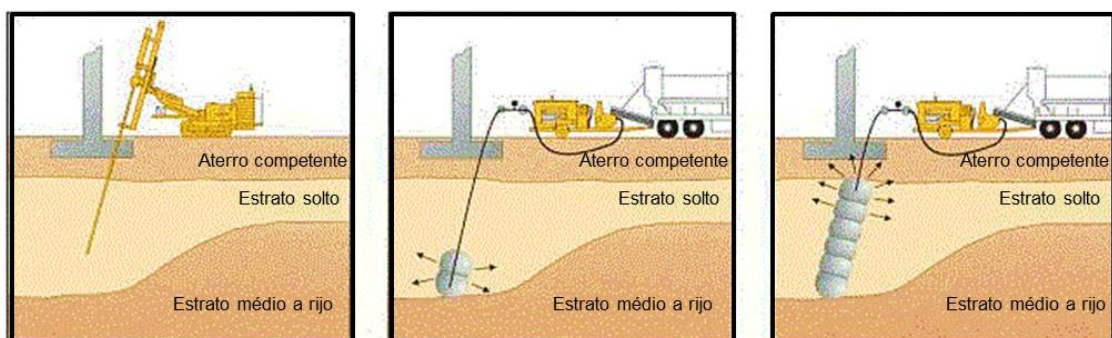


Figura 2.37 - Faseamento construtivo do *Compacting grouting*

O limite de injeção de material no solo pode ser controlado através do levantamento do solo à superfície, da injeção de uma quantidade pré-determinada de material ou do alcance de uma determinada pressão limite. Para se controlar o levantamento do solo à superfície é usada instrumentação que deteta movimentos na superfície ou em edificações.

Esta tecnologia é usada preferencialmente em solos arenosos, já que a sua aplicação em solos argilosos pode provocar fenómenos de instabilidade, pois apesar de numa fase inicial produzir o efeito desejado, a longo prazo o solo sofre a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados.

Para se alcançar uma boa uniformidade das características pretendidas para o solo, é necessário ter um bom conhecimento do equipamento e do solo a tratar.

Em relação às vantagens e desvantagens desta tecnologia de melhoramento de solo, estas são apresentadas de seguida (Pereira Brás, 2009).

Vantagens:

- Bom controlo de posicionamento do tratamento;
- Baixa mobilização de equipamento;
- Baixa interferência com os trabalhos em obra;
- Possibilidade de alcançar grandes profundidades.

Desvantagens:

- Pouco eficiente em solos argilosos muito plásticos e cascalhos grossos;
- Inclinação máxima das colunas de 20°.

Na Figura 2.38 é possível observar a dimensão reduzida do equipamento usado para a execução desta técnica, que constitui uma vantagem quando o tratamento tem de ser efetuado em zonas difíceis.



Figura 2.38 - Manobrador a utilizar o equipamento da técnica de *Compaction grouting* (Dias Pereira, 2008)

### 2.5.3. JET-GROUTING

O *Jet-grouting* é uma tecnologia de melhoramento de solo que será abordada no capítulo 4, já que é a tecnologia que irá ser usada no caso de estudo.

## 2.6. ESTABILIDADE DE FUNDO DE ESCAVAÇÃO

Depois de se ter feito uma descrição de cada fator que influencia o movimento do solo durante o processo de escavação, também é importante falar da estabilidade do fundo de escavação, já que também é um fator determinante nos deslocamentos da cortina.

### 2.6.1. NÚMERO DE ESTABILIDADE

O número de estabilidade é a razão da tensão total ao nível da base de escavação pela resistência não drenada do solo.

$$N_b = \frac{\gamma H}{c_u} \quad (2.1)$$

Quando o coeficiente de segurança global da rotura do fundo de escavação é igual 1, que corresponde a uma situação de rotura iminente então:

$$N_c = \frac{\gamma H}{c_u} \quad (2.2)$$

sendo  $N_c$  o fator de capacidade de carga.

Se o número de estabilidade de base for igual ao fator de capacidade de carga, então passa a chamar-se “crítico”:

$$N_{bc} = N_c \quad (2.3)$$

Pela observação da Figura 2.38 é possível afirmar que o máximo valor do fator de capacidade de carga, consoante as condições geométricas, é 8 a 9.

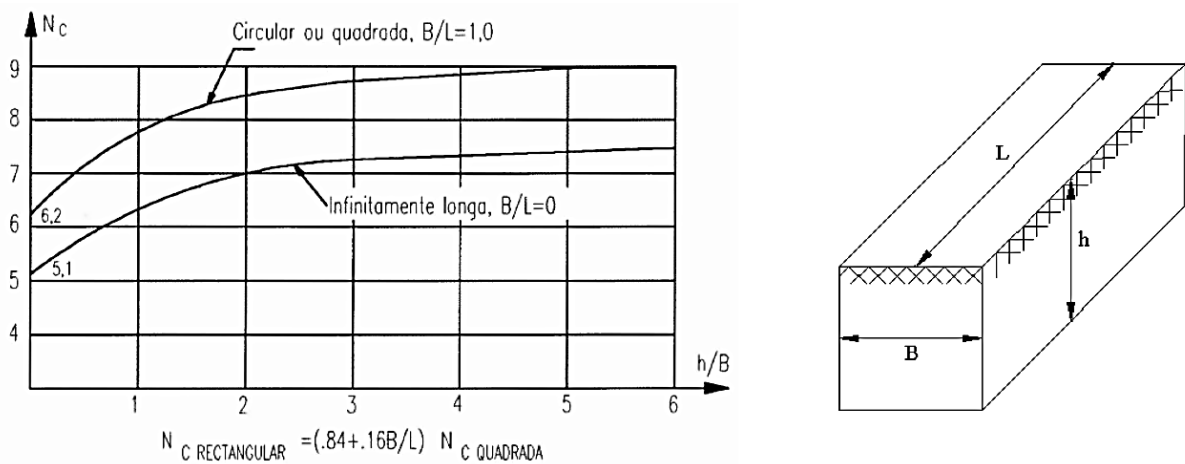


Figura 2.39 - Valores do fator de capacidade de carga de sapatas ( $N_c$ ) estabelecidos por Skempton (1951)

Se o  $N_b$  ultrapassar o valor crítico a escavação só é possível se houver um prolongamento da cortina para além do nível de fundo de escavação, ou seja, procurar um estrato rijo onde enterrar o pé da cortina conferindo-lhe umas boas condições de apoio do pé, que conseqüentemente aumenta a resistência à flexão, já que os esforços mobilizados são elevados. Sendo assim, os diagramas de Terzaghi e Peck (1967) já não podem ser utilizados para estimar os esforços aplicados à cortina, já que estes para além de incluírem as pressões de terras ao longo da face de escavação também incluem as pressões no solo subjacente à escavação que vão ser redistribuídas pela cortina, quer para o estrato rijo inferior, quer para as escoras na parte superior. A grandeza dos esforços aplicados à cortina depende de vários fatores como a resistência do solo, a profundidade do estrato rijo abaixo da base de escavação, a altura enterrada da parede, as suas condições de apoio caso seja levado até ao firme, a rigidez da cortina, etc.

#### 2.6.2. ESTABILIDADE DA BASE EM ESCAVAÇÕES PROFUNDAS

Para escavações pouco profundas, Terzaghi (1943) propôs um método para determinar o fator de segurança partindo de três hipóteses: i) é infinito o desenvolvimento da escavação; ii) é nula a altura enterrada da cortina; iii) a resistência ao corte do solo está integralmente mobilizada até à superfície do terreno (Dias Pereira, 2008).

Para o caso de escavações profundas, Bjerrum e Eide (1956) propuseram uma configuração diferente para a superfície de rotura de Terzaghi (1943). Devido à observação de casos reais constataram que para relações de altura  $h/B$  bastante elevadas a rotura do fundo pode ocorrer com plastificação circunscrita à vizinhança da base de escavação, isto é, sem mobilização da resistência ao corte do maciço até à superfície do terreno (Dias Pereira, 2008).

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

$$FS = \frac{N_c c_u}{\gamma H + q} \quad (2.4)$$

sendo o valor do fator de capacidade de carga ( $N_c$ ) obtido através do ábaco da Figura 2.39, proposto por Skempton (1951) para sapatas profundas;  $c_u$  a resistência não drenada do solo;  $\gamma$  o peso volúmico do solo remanescente;  $H$  a altura de escavação e  $q$  representa uma eventual sobrecarga no terreno.

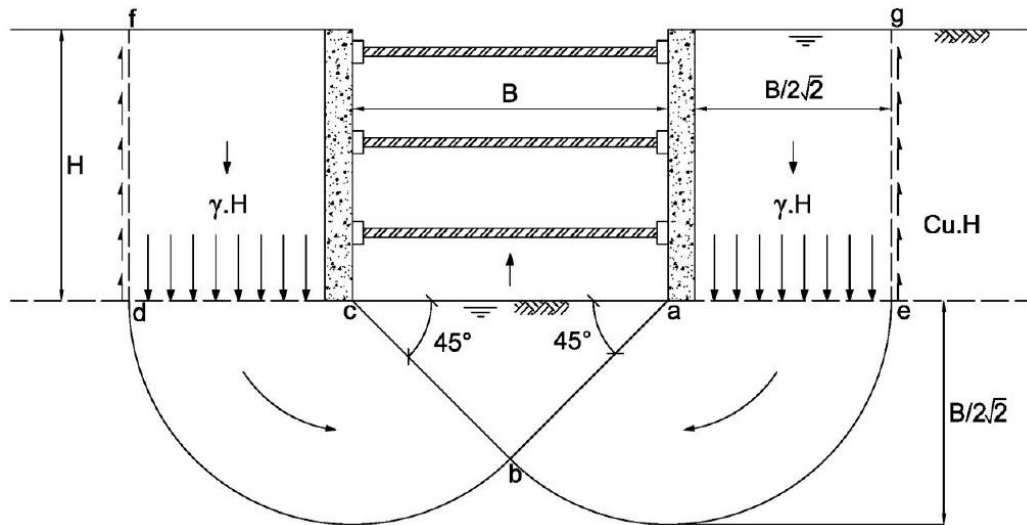


Figura 2.40 - Análise da estabilidade de fundo segundo Terzaghi (1943) - caso geral (Marialva dos Santos, 2014)

Esta metodologia foi adaptada por Bjerrum e Eide (1956) para ter em conta um prolongamento da cortina para além da base de escavação, propondo a seguinte expressão para o cálculo do fator de segurança:

$$FS = \frac{N_c c_u + \gamma d + \frac{2d c_a}{B}}{\gamma H + q} \quad (2.5)$$

sendo  $d$  a altura enterrada da cortina;  $c_a$  a adesão ao longo do comprimento enterrado da cortina do lado escavado e  $B$  é a largura da escavação.

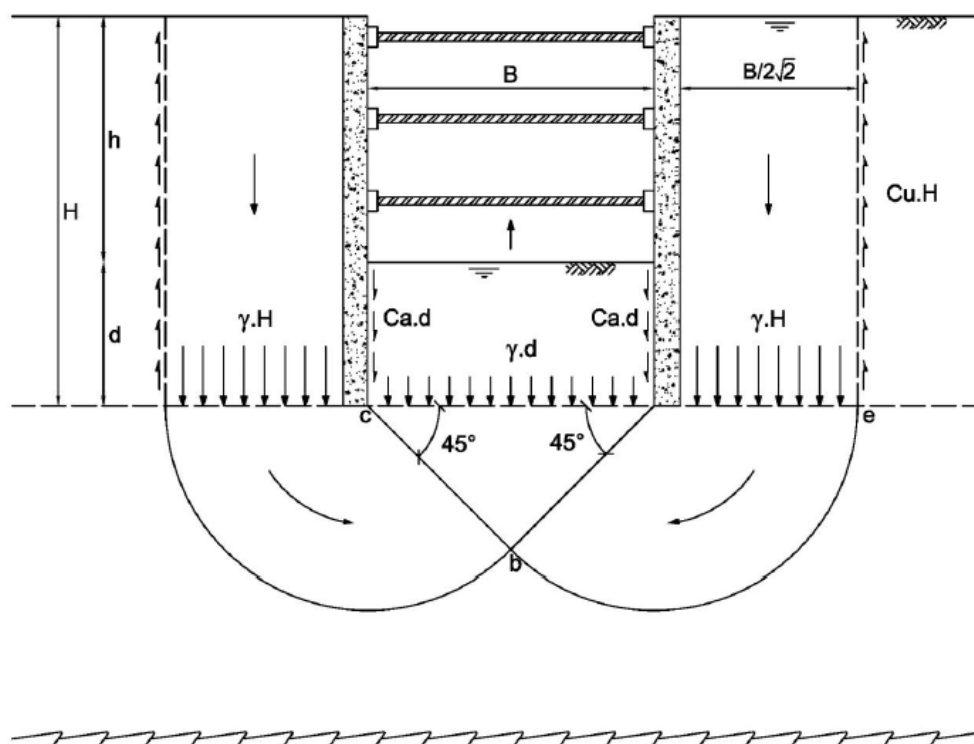


Figura 2.41 - Análise da estabilidade de fundo segundo Terzaghi (1943) - parede prolongada abaixo da base da escavação (Marialva dos Santos, 2014)

O prolongamento da cortina no interior do maciço é uma solução corrente para garantir a estabilidade da obra quando o coeficiente de segurança é menor que a unidade, mas por vezes pode ser insuficiente. Nesses casos, uma das alternativas será prolongar a cortina até um estrato mais resistente, onde a extremidade desta ficará apoiada.

Quando há o prolongamento da cortina até um estrato rijo e esta é impedida de se deslocar na vertical, é necessário contabilizar o contributo da adesão que se desenvolve entre o solo e a cortina até à base da escavação. Gill e Lukas (1990) propuseram a expressão para o coeficiente de segurança que tem isso em conta:

$$FS = \frac{N_c c_u}{\gamma H + q - c_a \frac{H}{d}} \quad (2.6)$$

em que o valor de  $c_a$  representa a adesão entre a parede e o solo acima da base de escavação.

O prolongamento da cortina até um estrato mais resistente poderá, contudo, promover grandes esforços na parte enterrada da cortina, em especial quando o estrato resistente se encontra a profundidade significativa (Dias Pereira, 2008).

É possível realizar escavações com coeficientes de segurança muito inferiores à unidade sem provocar deslocamentos muito elevados, mas para isso é necessário que a cortina possa receber as pressões que o maciço do lado da escavação não consegue suprimir, transmitindo-as aos seus próprios pontos de apoio, ou seja, às escoras e à extremidade inferior.

# 3

## APRESENTAÇÃO DA ESTAÇÃO *PÔLE UNIVERSITAIRE* DO METRO DE ARGEL

### 3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será feita uma apresentação geral do caso de estudo, nomeadamente a escavação a realizar para o corpo principal da Estação *Pôle Universitaire*, o que passará pela descrição do seu enquadramento no local, das condições geológicas e geotécnicas, bem como das condições hidrogeológicas e o resumo dos valores adotados para os diferentes materiais ocorrentes. Por fim, descreve-se a solução adotada.

Este capítulo é baseado em documentos de projeto em fase de elaboração e na informação recolhida durante a colaboração com a equipa de projeto.

### 3.2. ENQUADRAMENTO DA OBRA NO LOCAL

A obra em estudo é a Estação de metro *Pôle Universitaire* que está incluída no projeto de extensão do Metro de Argel e situa-se no Município de Grand-Argel em Oued Smar, na Argélia, a sul da interseção de Boulevard de ALN com a N24 e no meio da École Nationale Supérieure d'Agronomie, da École Nationale Supérieure Vétérinaire e da École Polytechnique d'Architecture et d'Urbanisme (Figura 3.1).

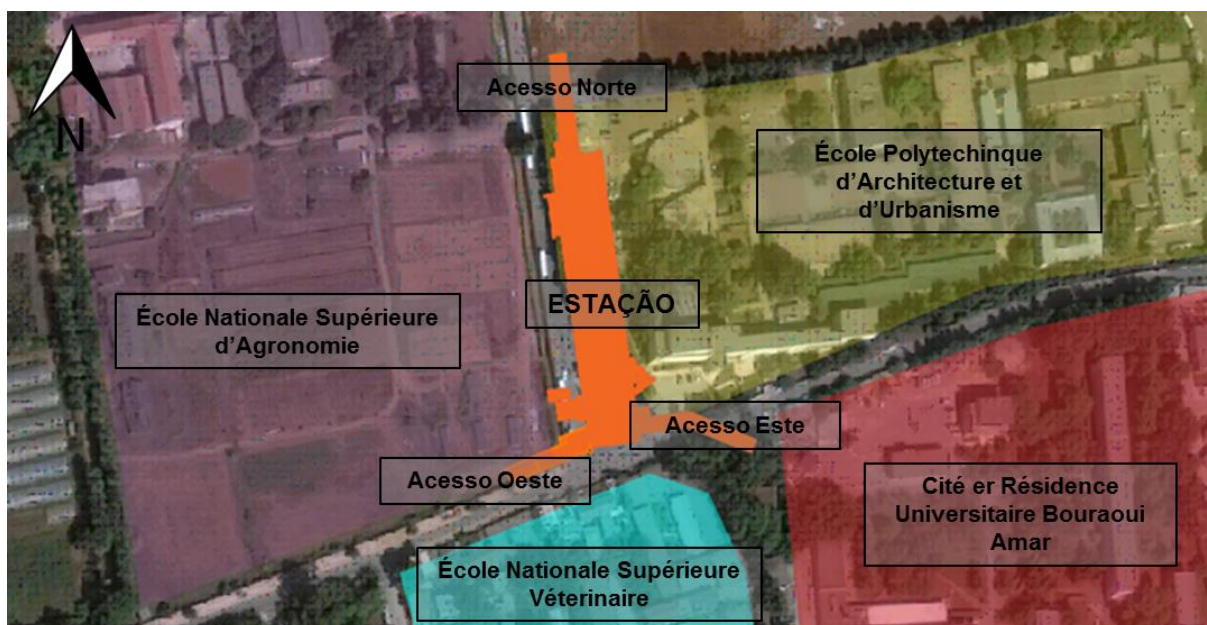


Figura 3.1 - Vista geral da zona de implementação da Estação Pólo Universitário (Google Maps, 11/11/2015)

A zona de implementação da estação conjuntamente com os respetivos acessos (Norte, Este e Oeste) corresponde a uma área de aproximadamente 4560m<sup>2</sup>.

A escavação da estação terá um comprimento de aproximadamente 132,6m, uma largura corrente de 23,38m e uma profundidade média de 38m.

### 3.3.CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

Na Figura 3.2 é apresentada a planta da estação *Pôle Universitaire* e nas Figuras 3.3 e 3.4 são representados os perfis geológicos (alçado e corte respetivamente) A-F e A-T, que estão devidamente identificados na planta.

Com base na informação das campanhas de prospeção do Anteprojecto e da campanha de prospeção complementar em curso para o desenvolvimento dos estudos do projecto de execução, foi possível constatar que os solos existentes na zona onde vai ser implementada a estação *Pôle Universitaire* correspondem a antigos depósitos quaternários constituídos por camadas argilosas alternadas por camadas cascalhentas (Qa, Qg e QM), sobrepostas às formações do Plioceno, constituídas por areias com algumas camadas de grés (TS e TG), as quais se encontram sobre uma camada de argilas margosas cinzentas (TM).

A disposição geológica-geotécnica é constituída (de cima para baixo) por argilas amarelas a verdes a 11,0-12,0m de profundidade, por cascalhos numa matriz arenosa-siltosa, compacta a densa, a 18,5-24,3m de profundidade e por um nível de argilas siltosas com pouco cascalho, rijas a muito rijas, a 28,5-32,0m de profundidade. Abaixo encontram-se areias siltosas, compactas a densas, entre os 31,0 e os 52,0m de profundidade, aproximadamente. Este nível de areias contém duas passagens de grés, com 3,0-6,0m de espessura, que ocorrem ao nível do fundo de escavação e da ficha das paredes moldadas na primeira metade da estação (sentido longitudinal). Abaixo dos 52,0m de profundidade, encontram-se margas e argilas margosas cinzentas muito rijas.

Quanto ao comportamento drenado ou não drenado considerado para cada horizonte durante os ensaios SPT e PMT, este foi baseado na observação visual da quantidade de finos na matriz do solo, nos dados piezométricos e na variação do nível de água na perfuração, que assim dão uma ideia da permeabilidade dos materiais escavados. No Quadro 3.1 é apresentada para cada solo o tipo de comportamento.

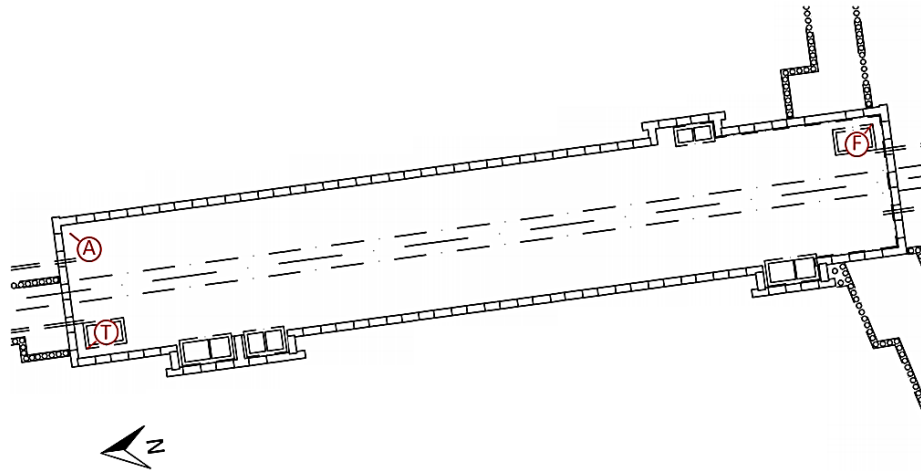


Figura 3.2 - Planta da estação de metro *Pôle Universitaire*

Quadro 3.1 - Resumo do comportamento dos horizontes geotécnicos

Localização (PK)	Profundidade atingida pelas sondagens (m)	Horizonte geotécnico	Designação em francês	Símbolos utilizados nos desenhos	Comportamento drenado ou não drenado	Profundidades médias (m)
		Aterro	Remblais	Re	Não-drenado	0,0 - 5,0
		Argilas amarelas a verdes	Argiles jaunâtres à verdâtres	Qa	Não-drenado	5,0 - 12,3
		Cascalhos numa matriz arenosa-siltosa	Graves dans une matrice sableuse-limoneuse	Qg	Drenado	12,3 - 22,1
1+511	0,0 - 58,5	Argilas siltosas com pouco cascalho	Argiles limoneuses pue gravleuses	QM	Não drenado	22,1 - 30,5
		Areias siltosas	Sables limoneux	TS	Drenado	30,5 - 52,0
		Grés (ou Arenito) médio a grosseiro	Grès moyen a grossier	TG	-	33,0 - 38,0
		Margas e argilas margosas cinzentas	Marnes et argiles marneuses grisâtres	TM	Não-drenado	>52,0

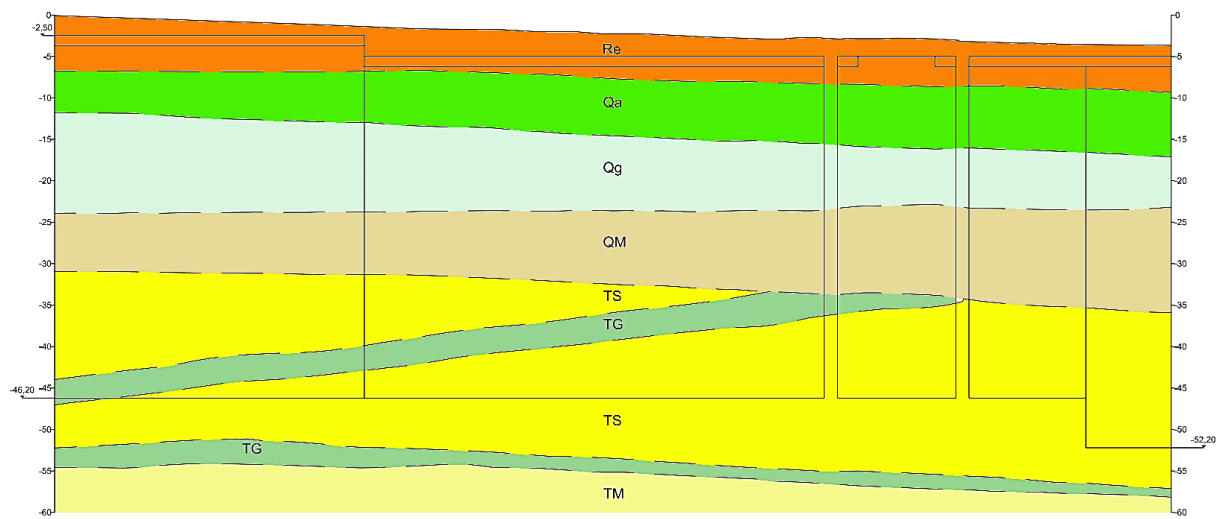


Figura 3.3 - Perfil geológico: alçado A-F (paredes moldadas representadas a linha contínua)

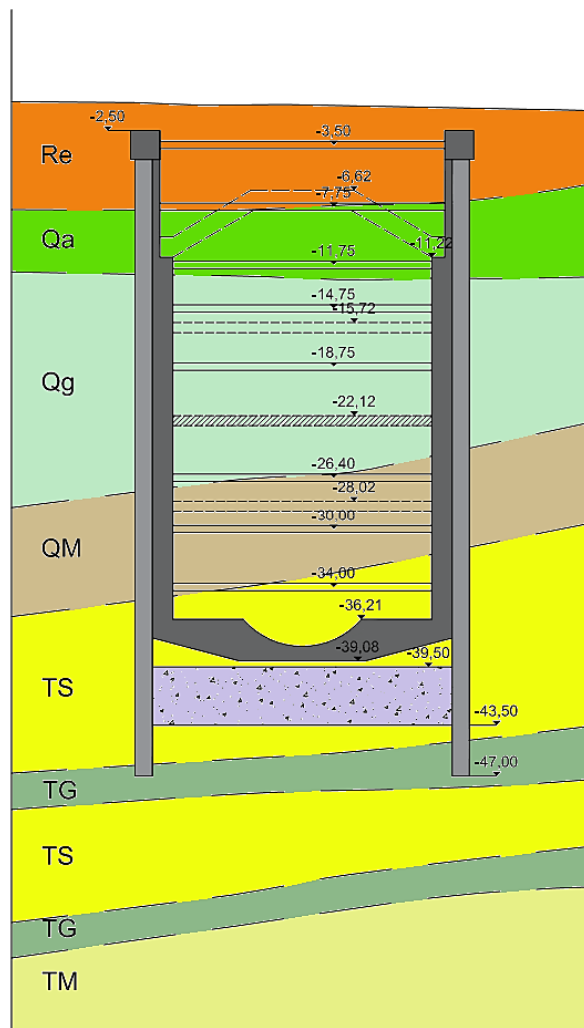


Figura 3.4 - Perfil geológico: corte A-T

### 3.4.CONDIÇÕES HIDROGEOLÓGICAS

Através dos dados dos piezômetros de corda vibrante e de tubo aberto instalados no local da estação do *Pôle Universitaire* (SC16, SC17 e SC19) concluíram que o nível freático se localiza a uma profundidade de aproximadamente 37m. Esse nível corresponde aproximadamente ao limite superior da camada de areia com passagens de grés, que está saturada.

### 3.5.RESUMO DOS PARÂMETROS

No Quadro 3.2 apresenta-se o resumo dos parâmetros geotécnicos finais.

Quadro 3.2 - Resumo dos parâmetros geotécnicos

Horizonte geotécnico	Aterro (Re)	Argilas amarelas a verdes (Qa)	Cascalhos numa matriz arenosa-siltosa (QM-sg)	Argilas siltosas com pouco cascalho (QM-ag)	Areias siltosas (TS)	Grés (TG)	Margas (TM)
Profundidades médias (m)	0-5,0	5,9-12,4	12,4-23,4	22,2-30,5	30,5-45,6 <sup>a)</sup> 39,5-52,5 <sup>b)</sup>	32,0-42,7 <sup>a)</sup> 52,0-54,4 <sup>b)</sup>	>53,9
Peso volúmico saturado $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,0	20,0	21,5	21,0	21,0	24,0	21,0
Peso volúmico não saturado $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,0	17,0	18,0	17,5	18,0	-	17,5
Resistência não drenada $c_u$ (kPa)	30,0	86,0	-	186,0	-	-	208,0
Módulo de deformabilidade não drenado $E_u$ (MPa)	12,0	67,0	-	110,0	-	-	125,0
Coefficiente de <i>Poisson</i> não drenado ( $\nu$ )	0,495	0,495	-	0,495	-	-	0,495
Ângulo de atrito efetivo $\phi'$ (°)	20	21	35	22	35	40	22
Coesão efetiva $c'$ (kPa)	0	25	0	25	10	80	35
Módulo de deformabilidade drenado $E'$ (MPa)	10	58	100	100	120	200	110
Coefficiente de <i>Poisson</i> drenado ( $\nu'$ )	0,4	0,4	0,3	0,4	0,3	0,3	0,4
Coefficiente $K_0$	0,65	0,65	0,65	0,65	0,50	-	0,6

a) Camada superior      b) Camada inferior

### 3.6. SOLUÇÃO ADOTADA

A Figura 3.5 ilustra um corte transversal da solução escolhida para a realização dos trabalhos de escavação associados ao corpo principal da estação de metro *Pôle Universitaire*.

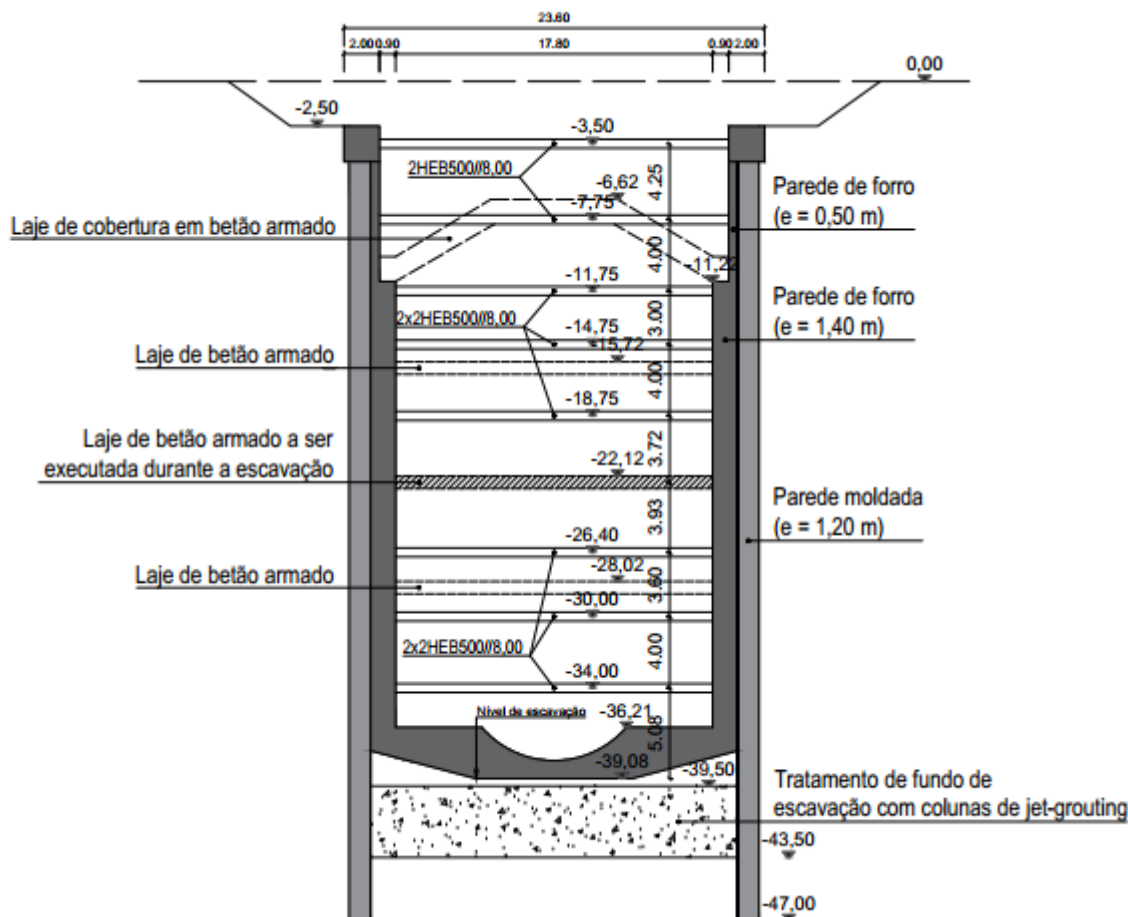


Figura 3.5 - Corte transversal da escavação

A escavação é contida na periferia por paredes moldadas de betão armado com 1,2m de espessura e uma altura total de 44,5m. As paredes moldadas serão revestidas, à medida do avanço das escavações, por uma parede de forro com 0,5m de espessura desde o topo até à laje de cobertura e com 1,2m de espessura desde a laje de cobertura até à laje de fundo. Esta solução permite que não sejam necessários elementos adicionais para apoiar as escoras e simplifica o faseamento construtivo. As paredes moldadas para além de atingirem grandes profundidades e garantirem estanqueidade à passagem da água para o interior da escavação, como são instaladas antes do início desta, há um maior controlo das deformações na envolvente.

São previstos 8 níveis de escoramento, às profundidades de 3,5m, 7,75m, 11, 75m, 14,75m, 18,75m, 26,40m, 30,00m e 34,00m, constituídos por perfis metálicos HEB soldados para formarem um “caixão” (dois perfis metálicos soldados nos banzos) nos três primeiros níveis e por duplos perfis metálicos soldados para formarem um “caixão” nos restantes níveis, com afastamento longitudinal de 8,00m.

Neste caso, como os SPT's realizados não são muito confiáveis, os parâmetros dos solos forma estimados de forma prudente. Os solos têm um número de estabilidade de base aproximadamente de 6 e, como é uma escavação muito profunda, existe uma magnitude de impulsos muito importante que para a instalação de ancoragens seria necessário um grande número destas. Então foi necessário escolher elementos de travamento mais resistentes e que consigam efetivamente suportar os deslocamentos das paredes moldadas.

A escavação vai ser realizada parcialmente em *Top-Down*, ou seja, uma laje intermédia vai ser construída durante o processo de escavação à profundidade de 22,47m. Esta laje intermédia tem como objetivo possibilitar a realização das estruturas internas enquanto se espera pela passagem da tuneladora. Para além disso, realizar a escavação em *Top-Down* vai permitir controlar as deformações na vizinhança.

Realizar a escavação sem tratamento do fundo de escavação conduz a esforços muito elevados nas paredes moldadas, principalmente na zona mais rígida, que corresponde à zona da laje intermédia executada durante a fase de escavação, e nos elementos de suporte. Esses esforços são elevados devido à grande profundidade da escavação, aos parâmetros dos solos que são muito fracos e devido à estabilidade do fundo de escavação. À medida que o solo está a ser escavado no interior da escavação, as tensões verticais são aliviadas e há um desconfinamento lateral, porque as tensões horizontais atrás das paredes passam do estado de repouso para um estado entre este e o estado ativo e como não tem solo no interior da escavação para equilibrar essas tensões, essa pressão é transferida para a parede moldada (que será tanto maior quanto maior for a profundidade da escavação). Para além disso ainda há o risco do levantamento do fundo de escavação devido às pressões exercidas de baixo para cima.

Por outro lado, a execução de um tratamento integral do tipo laje de *jet-grouting* no fundo de escavação dá origem a esforços nas paredes moldadas, na zona onde se localiza a laje de *jet-grouting*, extremamente elevados, ao ponto de não ser possível armar. Os esforços são elevados devido à elevada rigidez da laje de *jet-grouting*, por isso ao diminuir a rigidez da laje irá diminuir os esforços na zona de tratamento, deixando a parede acomodar-se. Os estudos destas duas soluções, sem qualquer tipo de tratamento e com um tratamento integral com *jet-grouting* no fundo de escavação serão apresentados no capítulo 5.

A solução proposta é então uma solução intermédia das duas soluções extremas anteriormente apresentadas: tratamento com inclusão de colunas discretas de *jet-grouting*. Esta solução consiste num tratamento parcial, porque o solo não vai ser todo tratado, havendo solo natural a envolver as colunas. As tensões horizontais atrás das paredes moldadas vão diminuir (caminhar para o estado ativo). O fundo de escavação onde se materializa o apoio, vai recebendo os esforços no seu campo de influência. Adicionalmente, no fundo da laje de contenção tratada as tensões são mantidas ascendentes e não são compensadas pelas terras escavadas no interior da escavação, podendo conduzir a uma rotura do fundo de escavação. A presença da laje de fundo tem função dupla: conter os impulsos horizontais acima referidos e conter os impulsos verticais. Se o fundo for constituído por colunas de *jet-grouting* espaçadas, nomeadamente numa malha em quincôncio (mais tarde discutido no capítulo 5), essas colunas terão que ter uma capacidade de tração que evite o deslocamento ascendente do solo intermédio, o solo natural na zona tratada.

A solução proposta consiste na inclusão de colunas de *jet-grouting* no solo abaixo da cota final da escavação, o que irá garantir um melhoramento do solo e permitir um controlo das deformações na vizinhança. Este tratamento parcial no fundo de escavação será estudado no capítulo 5, onde se estuda

a sensibilidade dos esforços e dos deslocamentos das paredes moldadas à variação dos parâmetros e da malha.

# 4

## JET-GROUTING

### 4.1. INTRODUÇÃO

O *jet-grouting* é uma técnica de melhoramento do solo que consiste na introdução de um ou mais jatos horizontais diretamente no interior do solo sem escavação prévia que, devido à sua elevada energia cinética, desagregam a estrutura natural do terreno e se misturam com a calda de cimento introduzida. O resultado final é um material de melhores características mecânicas e menor permeabilidade do que o inicial (Carreto, 2000).

Esta técnica permite tratar, através de injeções, solos com baixas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou solos heterógenos em determinadas condições, como por exemplo os solos que se verificam nas zonas urbanas e onde é necessário limitar e controlar as perturbações causadas pelas escavações (Costa Mateus, 2010).

### 4.2. BREVE HISTÓRIA SOBRE O JET-GROUTING

*Jet-grouting* é uma técnica de melhoramento do solo bem conhecida mundialmente, mas nem sempre foi assim. Esta técnica hoje em dia é o resultado de uma sequência de desenvolvimentos ao longo do tempo, que ainda se mantém em evolução.

Greenwood (Croce e Flora, 2001) relatou uma experiência pioneira realizada em 1962 por *Cementation Co., Ltd*, para criar uma cortina estanque no Paquistão, tendo esta sido a primeira referência à técnica *jet-grouting*. No entanto, é normalmente conhecido por ter origem no Japão no início da década de 70 (Nakanishi, 1974).

Em meados de 1960, foram realizadas experiências com auxílio a jatos de alta velocidade para desgastar rochas e materiais muito rijos (Farmer e Attewell, 1965) que inspiraram um grupo de japoneses especialistas a investigar o uso de jatos como equipamento no melhoramento do terreno. Eles previram a possibilidade de injetar fluidos ligantes dentro do solo, sem furação prévia, para desgastar o solo existente e misturar este com os ligantes, com o objetivo de produzir corpos de material cimentado.

O CCP (*Chemical Churning Pile*), a primeira versão da patente (Miki, 1973; Nakanishi, 1974) que usava ligantes químicos, e os métodos de *Jet-Grout* começaram a chamar a atenção de empresas europeias, em particular de empresas italianas, numa altura em que havia uma competição internacional de métodos para estabilizar a Torre de Pizza em meados de 1970. O CCP estava no top 5 das soluções de referência. A técnica entrou na Europa depois das empresas italianas fazerem um

acordo comercial com a *Nissan Freeze Company*, os donos da patente do método CCP (Croce *et al.*, 2014).

Em Portugal a sua grande utilização verificou-se a partir de 1994, em particular em obras subterrâneas, sendo de destacar os trabalhos de ampliação da rede do metropolitano de Lisboa (Costa Mateus, 2010)

### 4.3.EXECUÇÃO DE JET-GROUTING

O processo físico da técnica de *jet-grouting* envolve, essencialmente, as seguintes etapas (Carreto, 2000):

- Corte: a estrutura inicial ou nativa do solo é quebrada e as partículas de solo ou fragmentos do solo são dispersos pela ação de um ou mais jatos horizontais de elevada velocidade;
- Mistura e substituição parcial: uma parte das partículas ou fragmentos do solo é substituída e a outra parte é misturada intimamente com a calda injetada a partir dos bicos de injeção;
- Cimentação: as partículas ou fragmentos de solo são aglutinadas entre si pela ação auto-endurecedora da calda, formando um corpo consolidado.

#### 4.3.1.EQUIPAMENTO

Para a execução da técnica de *jet-grouting*, dependendo do tipo de sistema utilizado (ver 4.3.3), é necessário o equipamento que se apresenta no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Equipamento utilizado nos procedimentos dos três principais sistemas de jato (Carreto, 2000)

Equipamento	Jato simples	Jato duplo	Jato triplo
Silo de cimento	•	•	•
Depósito de água	•	•	•
Dosificador para controlo da mistura	•	•	•
Central de fabricação da mistura	•	•	•
Bomba de injeção de alta pressão (calda)	•	•	•
Compressor (ar)		•	•
Bomba de injeção de alta pressão (ar)			•
Mangueiras de injeção	•	•	•
Equipamento de perfuração e injeção (varas)	•	•	•

A Figura 4.1 ilustra algum do equipamento atrás descrito.

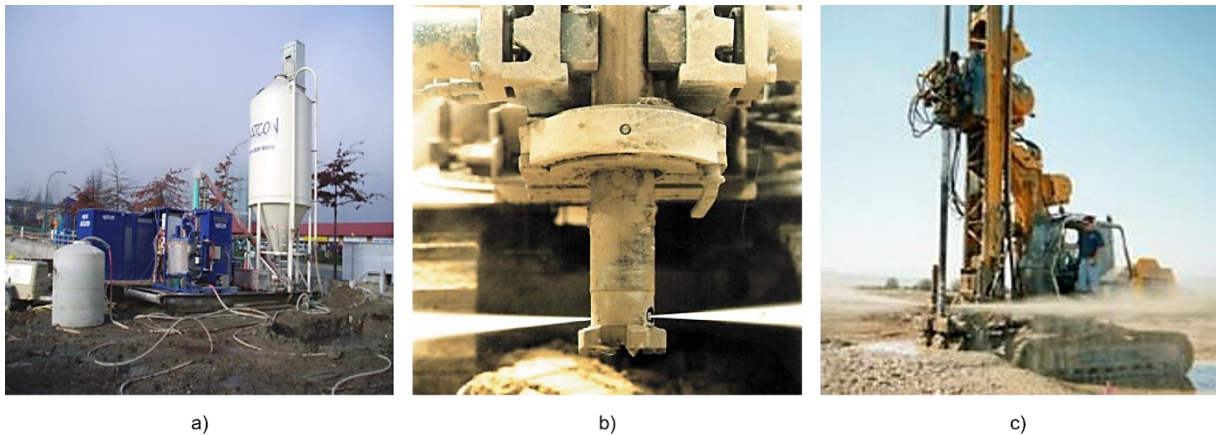


Figura 4.1 - Equipamento utilizado na técnica de *jet-grouting*: a) central de calda de cimento e compressor; b) vara de *jet-grouting*: coroa e respetivos jatos; c) sonda hidráulica com torre (Costa Mateus, 2010)

Na Figura 4.2 é apresentado um esquema dos equipamentos utilizados para o jato simples.

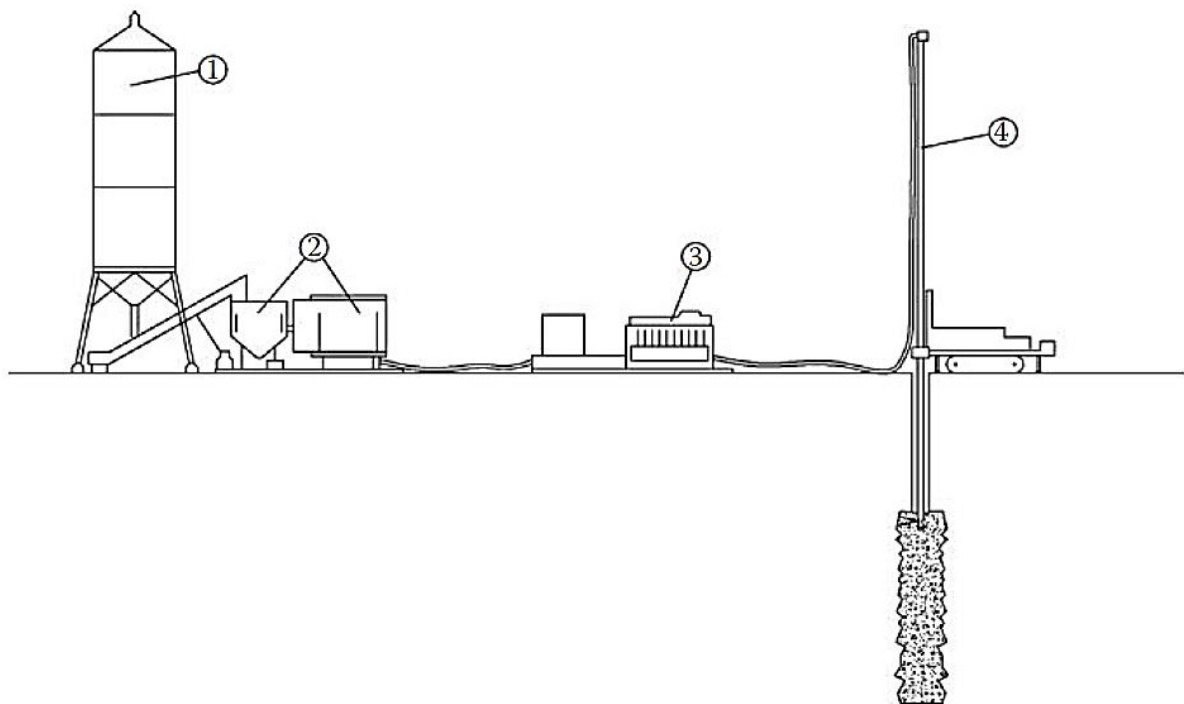


Figura 4.2 - Equipamento típico do sistema de jato simples: 1) central de calda de cimento; 2) Dosificador para controlo da mistura; 3) Bomba de injeção de alta pressão; 4) equipamento de furação (Croce *et al.*, 2014)

#### 4.3.2. PROCEDIMENTO

A Figura 4.3 exemplifica, esquematicamente, o processo de execução de uma coluna de *jet-grouting*.

Inicialmente é colocada a sonda numa posição o mais nivelada possível, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, caso se pretenda obter um corpo cilíndrico, ou coincidente com uma das extremidades do painel (geometria plana). De seguida, introduz-se a vara no terreno com o auxílio

de um jato de água vertical (jato de pré-furação) num movimento rotacional, até atingir a profundidade desejada.

A etapa seguinte depende do tipo de geometria de tratamento desejado. No caso de se pretender um corpo cilíndrico, dá-se à vara um movimento rotacional e inicia-se a injeção da calda através de bicos localizados na extremidade inferior. Simultaneamente a vara é elevada através do furo com uma velocidade constante. Ao chegar ao topo é retirada a vara do furo e preenche-se o mesmo com calda por ação da gravidade até cima. No caso de se querer obter um corpo com uma geometria plana, o processo é em tudo semelhante ao descrito, exceto na ascensão da vara que se faz sem movimento rotacional (Pereira Brás, 2009).

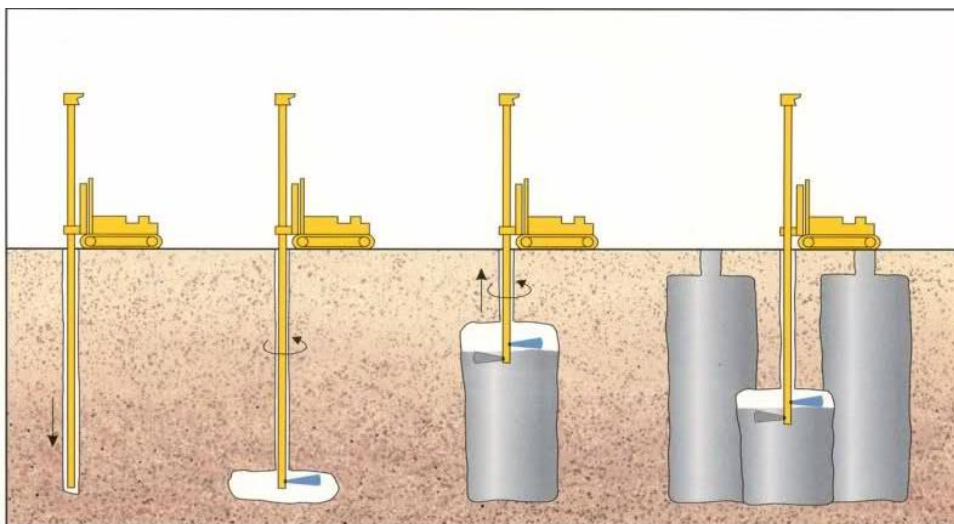


Figura 4.3 - Execução de colunas de *jet-grouting* ([www.haywardbaker.com](http://www.haywardbaker.com))

No final do processo construtivo esquematizado na Figura 4.3, o aspeto das colunas de *jet-grouting*, após a escavação do solo à sua volta, é mostrado na Figura 4.4.



Figura 4.4 - Colunas de *jet-grouting* (Bilfinger Berger Foundations)

#### 4.3.3. SISTEMAS DE JET-GROUTING

A técnica de *jet-grouting* subdivide-se em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico. Os três principais sistemas são: sistema de jato simples (JET 1), sistema de jato duplo (JET 2) e sistema de jato triplo (JET 3), que estão representados na Figura 4.5.

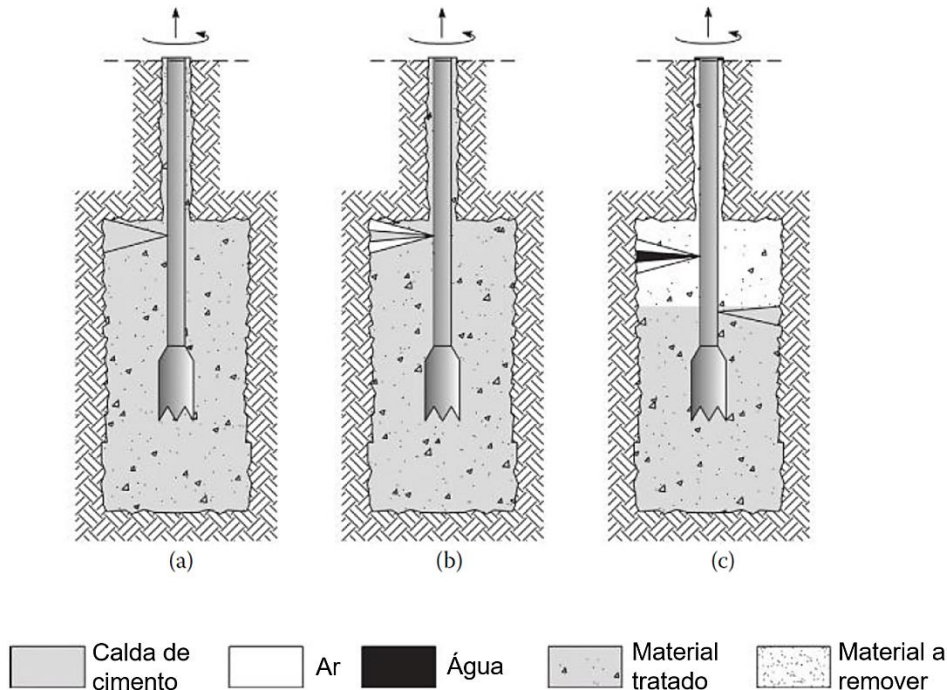


Figura 4.5 - Sistemas de *jet-grouting*: a) jato simples; b) jato duplo; c) jato triplo (Croce *et al.*, 2014)

O tipo de solo e as características mecânicas que se pretendem obter nas colunas de *jet-grouting* vão determinar a escolha do tipo de sistema mais apropriado.

O sistema de jato simples (JET 1) utiliza um ou mais jatos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, que simultaneamente desagrega e mistura o solo com a calda de cimento.

O sistema de jato duplo (JET 2) difere do JET 1 no facto de utilizar um jato de ar comprimido a envolver o jato de calda. A desagregação e a mistura/aglutinação do solo é de igual forma exercida pelo jato de calda a elevada velocidade, mas neste caso o ar comprimido aumenta o alcance do jato (Costa Mateus, 2010). A injeção combinada de cimento e ar permite uma maior remoção do solo original e conseqüente substituição por material injetado (Pereira Brás, 2009).

O sistema de jato triplo (JET 3) separa as ações de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado, sendo constituído por três jatos com as seguintes funções:

- Jato de água: utilizado para destruir a estrutura do terreno. Parte da água injetada sai através do furo, trazendo algum do solo erodido;
- Jato de ar: o ar é injetado através do mesmo bico de injeção de água envolvendo e aumentando o efeito desagregador daquela; o jato de ar provoca ainda a emulsão da mistura água-solo erodido, reduzindo a sua densidade e facilitando a sua saída para o exterior;

- Jato de calda: a calda, injetada através de um segundo bico posicionado abaixo do bico de injeção de água e ar, mistura-se com o terreno que permanece na cavidade após a passagem do jato de água e ar, dando origem a um corpo solidificado.

#### 4.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS

O *jet-grouting* tem vantagens e desvantagens inerentes, que são resumidas de seguida (Costa Mateus, 2010).

Vantagens:

- Possibilidade de executar diversas geometrias, através da interseção de colunas;
- Possibilidade de executar tratamento com qualquer inclinação, às profundidades desejadas;
- Baixos níveis de ruído e ausência de vibrações;
- Capacidade de tratar solos heterogêneos cujas camadas são conhecidas (através da adaptação de parâmetros para cada tipo de solo);
- Aplicabilidade a uma extensa gama de solos.

Desvantagens:

- Difícil controlo de qualidade de material de refluxo (o que pode resultar em consideráveis movimentos do terreno à superfície e das paredes);
- Dificuldade na remoção e manuseamento da grande quantidade de material de refluxo;
- Elevada dispersão das características mecânicas do material tratado.

#### 4.5. FORMAS DE SE USAR A TÉCNICA JET-GROUTING

“Lajes horizontais de *jet-grouting*, muitas vezes chamadas de “rolhão de fundo” são usadas para evitar infiltrações da água em escavações abaixo do nível da água. Para este tipo de aplicação, a perfuração é geralmente levada a cabo desde a superfície do terreno, mas a calda de cimento é executada apenas de baixo para cima até ao limite superior da laje.

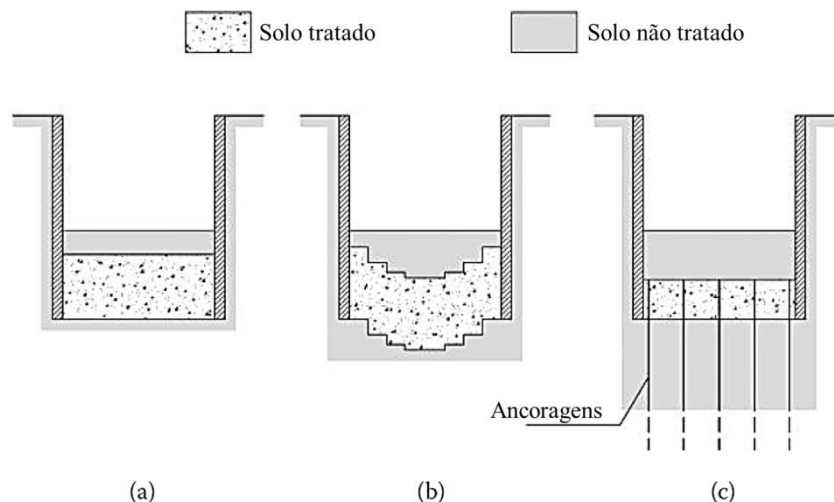


Figura 4.6 - Três esquemas de rolhão de fundo de *jet-grouting*: (a) laje retangular; (b) arco invertido; (c) laje ancorada (Croce *et al.*, 2014)

O “rolhão de fundo” tem de ser dimensionado para resistir à pressão da água vinda de baixo. Três esquemas de formas possíveis são apresentados na Figura 4.6. A mais simples consiste numa laje retangular (Figura 4.6a), tendo peso suficiente para contrabalançar a pressão exercida. Alternativamente a laje pode ter a forma de um arco invertido (Figura 4.6b) para resistir às forças de elevação, transferindo-as, por compressão, para as paredes laterais. Se a pressão de elevação é muito alta, pode ser dada uma resistência adicional através de ancoragens (Figura 4.6c). Em todos os casos, o esquema de tratamento tem de ser concebido para assegurar a continuidade da laje (van Tol *et al.* 2001; Eramo *et al.* 2012).” Traduzido integralmente do livro *Jet Grouting Technology, Design and Control* de Croce *et al.* (2014) do capítulo *Jet-grouted structures*.

#### 4.6. GARANTIA DE QUALIDADE E PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES

Quando se pretende usar esta técnica, é usual executar corpos de teste antes da realização dos corpos definitivos (4.7a). Desta maneira é possível observar e confirmar a respetiva geometria e recolher amostras para ensaios laboratoriais (4.7b). Através destes ensaios é então possível proceder à caracterização das propriedades mecânicas do material, em particular as tensões de rotura e o módulo de deformabilidade (Falcão *et al.*, 2000).



Figura 4.7 - Controlo de qualidade: a) execução de colunas teste; b) recolha de amostras (Costa Mateus, 2010)

Antes do início dos trabalhos é fundamental estabelecer os parâmetros a usar para obter o fim pretendido. Os principais parâmetros a determinar e a controlar são o fluxo, a pressão de ar, as quantidades de água e cimento a injetar, assim como a velocidade de rotação e subida da sonda de injeção (Wen, 2005).

No Quadro 4.2 são apresentados os intervalos dos valores típicos dos parâmetros de tratamento referentes aos três sistemas de jato da técnica de *jet-grouting*. Estes valores são apenas indicativos já que, em alguns casos, podem ser escolhidos valores fora destes intervalos. Além disso a tecnologia de alguns equipamentos e os seus processos estão em constante evolução e desenvolvimento e os intervalos dos parâmetros apresentados no Quadro 4.2 podem sofrer alterações num futuro próximo.

Quadro 4.2 - Valores típicos dos parâmetros de tratamento

Parâmetro de tratamento	Símbolo	Unidade	Sistema			
			JET 1	JET 2	JET 3	
Pressão	Calda	$p_g$	MPa	30-55	20-40	2-10
	Ar	$p_a$	MPa	-	0,5-2,0	0,5-2,0
	Água	$p_w$	MPa	-	-	20-55
Caudal	Calda	$Q_g$	L/s	2-10	2-10	2-5
	Ar	$Q_a$	L/s	-	200-300	200-300
	Água	$Q_w$	L/s	-	-	0,5-2,5
Diâmetro dos bicos	$d$	mm	2-8	2-8	2-8	
Número de bicos	$M$	-	1-2	1-2	1-2	
Velocidade de rotação da vara	$\omega$	rpm	5-40	3-30	1-40	
Velocidade de subida da vara	$v_r$	mm/s	4-10	1-8	0,5-5	
Altura de levantamento	$\Delta s$	mm	40-50	40-80	40-100	
Relação água-cimento	A/C	-	0,60-1,25	0,60-1,25	0,40-1,0	

Os parâmetros diretamente controlados em obra na aplicação desta técnica de melhoramento do solo são a pressão de injeção, as velocidades de subida e de rotação da vara e os caudais. Estes parâmetros são automaticamente registados por um sistema de receção de dados, podendo controlar em tempo real e de uma forma contínua o processo ao longo da execução do tratamento. A fase de produção da calda de cimento também é um processo que deve ser controlado, uma vez que variações neste parâmetro têm influência em fatores determinantes como a resistência alcançada, a quantidade de material de refluxo e até mesmo no diâmetro das colunas (Costa Mateus, 2010).

## 4.7. CARACTERÍSTICAS FINAIS DO MATERIAL TRATADO

### 4.7.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS

A previsão do diâmetro das colunas é uma das primeiras incógnitas que se levantam quando se pretende usar a técnica de *jet-grouting*. As funções da coluna, ou seja, as funções de permanecer estática e estanque, só são garantidas se a coluna possuir as dimensões desejadas e, conseqüentemente, se a geometria das colunas corresponder às configurações de projeto.

O diâmetro das colunas depende das propriedades hidrodinâmicas do *jet-grouting* bem como das propriedades do solo, principalmente da resistência à erosão. Por isso é necessário fazer a escolha apropriada do sistema de jato e dos parâmetros de tratamento a utilizar conforme o tipo de solo a tratar e do diâmetro escolhido. Nas Figuras 4.8 e 4.9 observa-se a influência do processo de tratamento e das propriedades do solo no diâmetro das sete colunas de *jet-grouting* obtidas através do sistema de jato simples num solo piroclástico grosseiro.

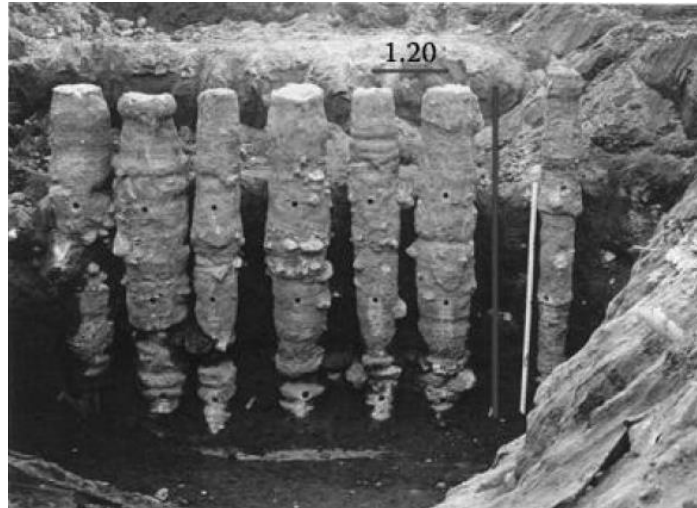


Figura 4.8 – Sete colunas obtidas com parâmetros de tratamento diferentes (Croce *et al.*, 2014)

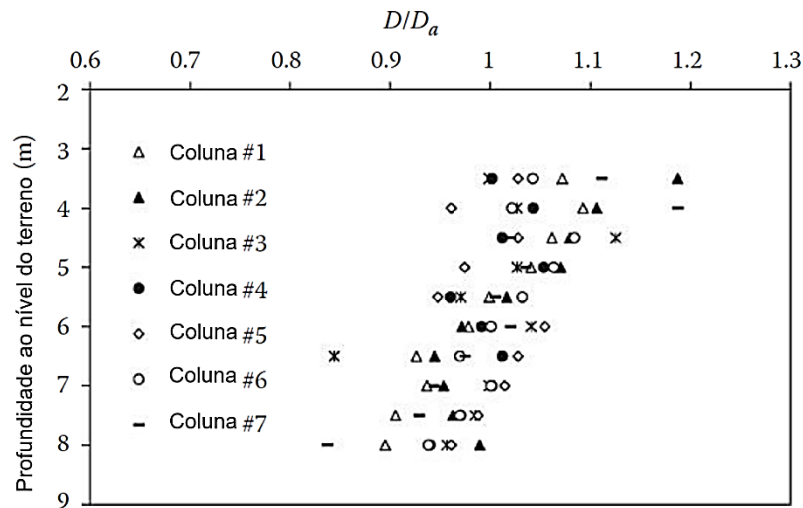


Figura 4.9 - Variação do diâmetro com a profundidade (Croce *et al.*, 2014)

A redução progressiva do diâmetro com o aumento da profundidade deve-se ao aumento da resistência não drenada do solo causada pelo aumento da tensão vertical efetiva. Este efeito é mais visível em solos com valores de ângulo de atrito elevado (neste caso o ângulo de atrito do solo era de 39°), sendo negligenciável em solos com baixos valores de ângulo de atrito.

É sugerido que o diâmetro é um parâmetro que varia sem nenhuma distribuição probabilística, isto é, não seguindo nenhuma regra. O valor médio do diâmetro,  $D_m$ , é expresso em função dos parâmetros de tratamento (energia cinética específica nos bicos da vara,  $E'_n$ ) e das propriedades do solo ( $N_{SPT}$  ou  $q_c$ ) (Equações 4.1 e 4.2).

$$D_m = D_{ref} \cdot \left( \frac{\alpha_{E'} \cdot \Lambda^* \cdot E'_n}{7,5 \cdot 10} \right)^\beta \cdot \left( \frac{q_c}{1,5} \right)^\delta \quad (\text{para solos com granulometria fina}) \quad (4.1)$$

$$D_m = D_{ref} \cdot \left( \frac{\alpha_E \cdot \Lambda^* \cdot E'_n}{7,5 \cdot 10} \right)^\beta \cdot \left( \frac{N_{SPT}}{10} \right)^\delta \quad (\text{para solos com granulometria grossa}) \quad (4.2)$$

com  $q_c$  em MPa e  $E'_n$  em MJ/m e  $\alpha_E$  é uma variável que depende das características do ar expulso no JET2 e JET3 ( $\alpha_E = 1$  para JET1 e  $\alpha_E > 1$  para JET2 e JET3),  $\Lambda^*$  é uma variável que depende do rácio cimento-água em peso,  $\beta$  e  $\delta$  são constantes. Baseada nestas equações foram realizados gráficos para solos grossos (com e sem finos) e para solos finos e para os sistemas de jato simples, duplo e triplo, onde é possível determinar  $D_m$  sabendo as propriedades do solo ( $N_{SPT}$  ou  $q_c$ ) e a  $E'_n$ . Esses gráficos são apresentados nas Figuras 4.10, 4.11 e 4.12.

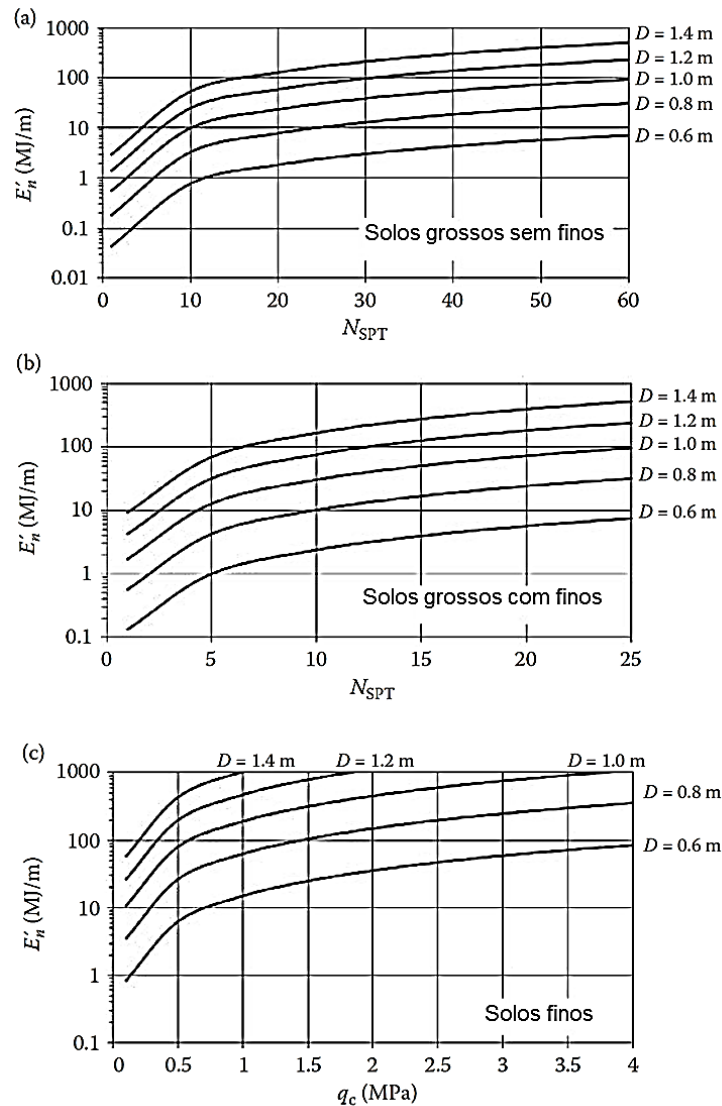


Figura 4.10 - Diâmetro médio das colunas de *jet-grouting* como função da energia específica nos bicos e de resultados de ensaios *in situ*, com um sistema de jato simples ( $A/C=1,0$ ) para: a) solos grossos sem finos; b) solos grossos com finos; c) solos finos (Croce *et al.*, 2014)

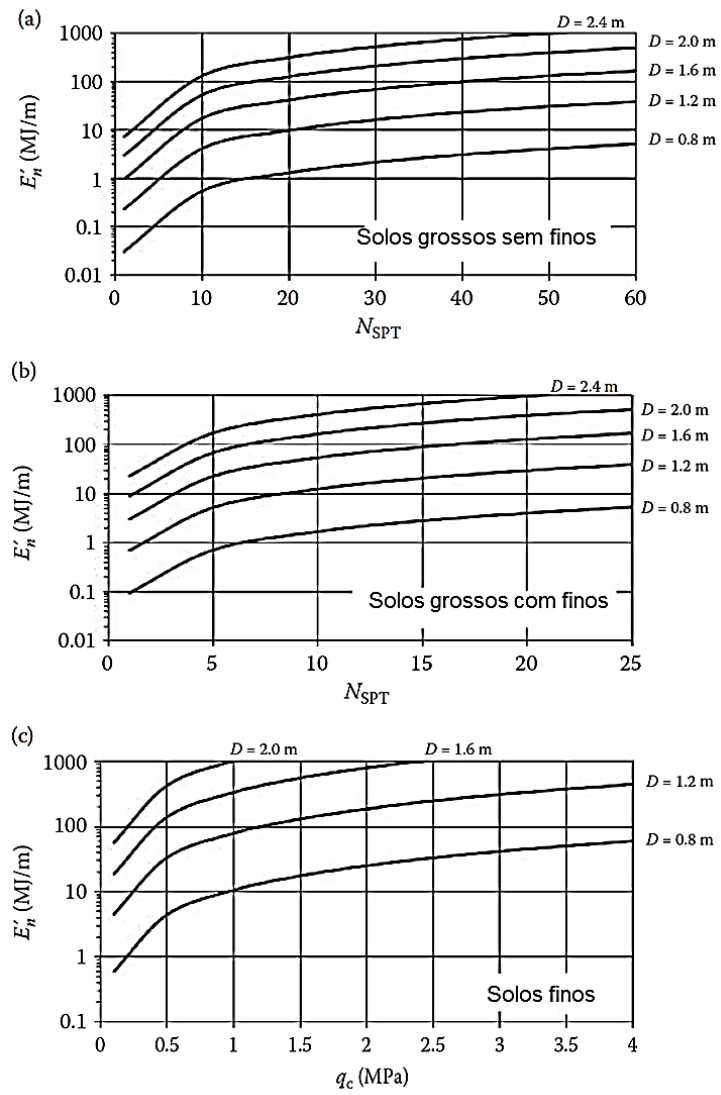


Figura 4.11 - Diâmetro médio das colunas de *jet-grouting* como função da energia específica nos bicos e de resultados de ensaios *in situ*, com um sistema de jato duplo ( $A/C=1,0$ ) para: a) solos grossos sem finos; b) solos grossos com finos; c) solos finos (Croce *et al.*, 2014)

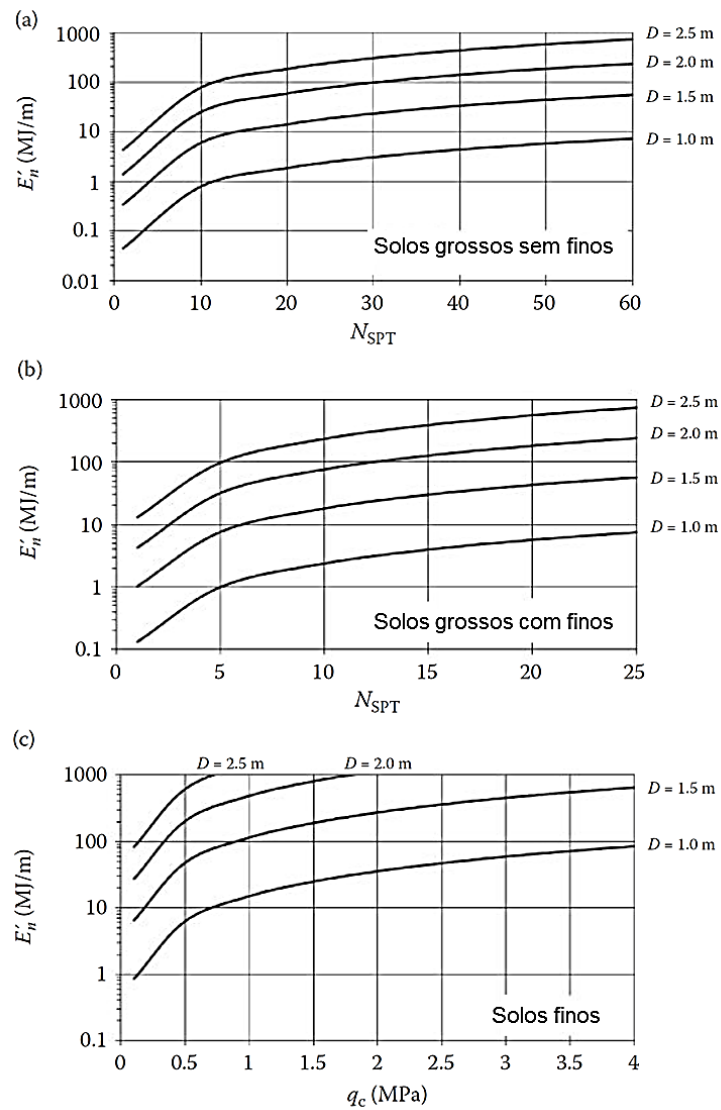


Figura 4.12 - Diâmetro médio das colunas de *jet-grouting* como função da energia específica nos bicos e de resultados de ensaios *in situ*, com um sistema de jato triplo para: a) solos grossos sem finos; b) solos grossos com finos; c) solos finos (Croce *et al.*, 2014)

#### 4.7.2. RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MATERIAL TRATADO

Através da observação da Figura 4.13 nota-se que os efeitos do tratamento do solo são benéficos no comportamento mecânico. O solo tratado tem maior rigidez e resistência que o solo não tratado, e devido à cimentação o solo tratado comporta-se como uma rocha leve.

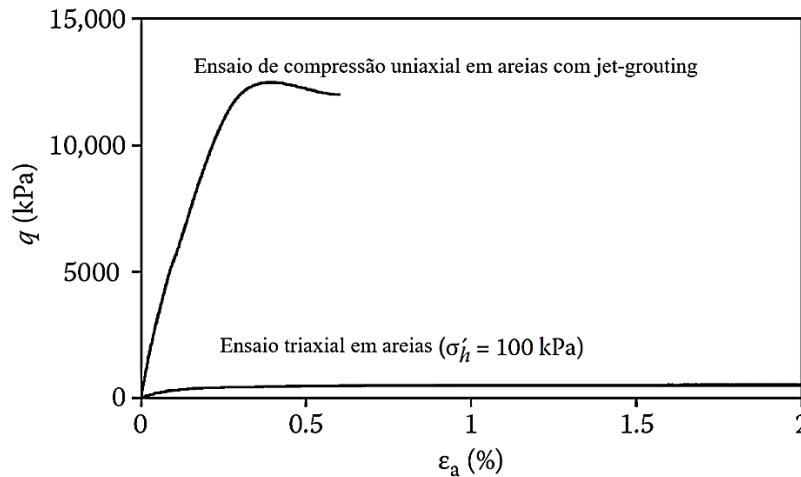


Figura 4.13 - Incremento de resistência típico utilizando o sistema de jato simples (Croce *et al.*, 2014)

No caso de se utilizar o critério de rotura de Mohr-Coulomb, os dois parâmetros a determinar são o interseção coesivo (vulgo coesão) e o ângulo de resistência ao corte ( $c_{MC}$  e  $\phi_{MC}$ ), sendo a resistência ao corte (uma tensão de corte última ou final,  $\tau_f$ ) do solo tratado, expressa da seguinte forma:

$$\tau_f = c_{MC} + \sigma \cdot \tan(\phi_{MC}) \quad (4.3)$$

Se o efeito do estado de tensão for negligenciado, é adotado o critério de Tresca e neste caso a resistência ao corte é função de um único parâmetro, a coesão ( $c_T$ ), e expressa-se da seguinte forma:

$$\tau = c_T \quad (4.4)$$

O critério de rotura de Mohr-Coulomb é muito usado na Mecânica dos Solos e tem como particularidade o facto de ser um dos critérios mais convencionais que consideraram uma parcela constante de resistência desde confinamentos nulos (normalmente só efetiva quando as partículas do solo estão ligadas por forças de ligação de distintas proveniências, em particular do tipo cimentício) e outra associada ao incremento da tensão de corte última por efeito das componentes de atrito e dilatância, expressando-se esse efeito pelo ângulo de resistência ao corte. Este efeito é, por isso, variável em profundidade das zonas tratadas/cimentadas e das tensões médias efetivas que se desenvolvem quando são solicitadas. Já o critério de Tresca é mais ajustado quando a parcela de ligação entre as partículas é considerada constante para um determinado estado de tensão efetivo de repouso, traduzindo-se essencialmente numa resistência ao corte constante para cada profundidade. Isto na prática é relevante quando o ângulo de atrito é insignificante comparado com a coesão, como é o caso do solo-cimento gerado pela técnica do *jet-grouting* (Croce *et al.*, 2014).

Quanto à determinação destes parâmetros, para o critério de Mohr-Coulomb parece não existir nenhuma relação entre o ângulo de atrito do solo tratado e o ângulo de atrito do solo não tratado, devido ao facto de o ângulo de atrito do solo natural depender da granulometria, da compacidade e da posição das partículas deste, que é totalmente modificado quando este é desgastado e misturado com a

calda de cimento. A única maneira de estimar os dois parâmetros deste critério seria realizar ensaios em amostras do solo tratado (Croce *et al.*, 2014).

Na prática, considera-se que as colunas de *jet-grouting* são colunas de betão de baixa qualidade e com uma elevada coesão e o critério normalmente utilizado é o de Tresca. A envolvente de rotura é caracterizada pela coesão que corresponde aproximadamente a metade da resistência à compressão uniaxial,  $q_u$  (uma simplificação que se aceita, pelo facto de a dimensão da circunferência de Mohr que define o estado de tensão na rotura num ensaio de compressão uniaxial não ser significativamente afetada pelo crescimento do estado de tensão médio no decurso do ensaio). Veremos no ponto 4.7.3, mais abaixo, e no capítulo 5 dos resultados e análises das modelações, que um modelo de *Drucker-Prager* e *Shotcrete* – este disponível no código de cálculo numérico PLAXIS® – irá definir estas componentes coesivo-friccionais (dilatantes).

No Quadro 4.3 podem-se consultar alguns valores de referência para o solo tratado com *jet-grouting* segundo diferentes autores.

Quadro 4.3 - Resistência à compressão simples do solo tratado (adaptado de Carreto, 2000)

Referência	A/C	Tipo de solo – resistência à compressão simples (MPa)				
		Argila orgânica	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Baumann <i>et al.</i> (1984)	1:1,5	-	-	6 a 10	10 a 14	12 a 18
	1:1,0	-	-	3 a 5	5 a 7	6 a 10
Teixeira <i>et al.</i> (1987)	-	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
Paviani (1989)	-	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Welsh e Burke (1991)	-	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Guatteri <i>et al.</i> (1994)	-	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-
JJGA (1995)		0,3	1	1 a 3	-	-

No Quadro 4.4 estão sumarizados os parâmetros de Mohr-Coulomb de referência utilizados noutros casos de estudo.

Quadro 4.4 - Resumo de parâmetros de Mohr-Coulomb usados noutros casos de estudo (Croce *et al.*, 2014)

Referência	Tipo de solo	$\phi_{MC}$ (°)	$c_{MC}$ (MPa)
Mitchell e Katti (1981)	Argila	39,5	0,58
Miki (1982)	Vários	20-30	0,7-1,0
Yahiro <i>et al.</i> (1982)	Areia e argila	28,5	0,4-1,0
Mongiovi (1991)	Cascalho	42,0	0,3
Mongiovi <i>et al.</i> (1991)	Cascalho	52,0	2,1
Fang <i>et al.</i> (1994a)	Areia siltosa	35	4,2
Fang <i>et al.</i> (1994b)	Argila-areia siltosa	40-44	4,2
Yu (1994)	Argila-areia siltosa	40,6	1,1
Fang e Chung (1997)	Argila e areia siltosa	38,6	0,8
Croce e Flora (1998)	Areia siltosa	26,1	3,2
Fang <i>et al.</i> (2004)	Silte e areia	38,7	0,7
Bzówka (2009)	Areia	58,2	2,3
Nikbakhtan e Osanloo (2009)	Argila e areia	42-49	0,4-0,8
	Argila e areia	25	0,77

Na Figura 4.14 são apresentados intervalos indicativos de  $q_u$  para diferentes tipos de solo em função da quantidade de calda de cimento injetada (Fiorotto, 2000).

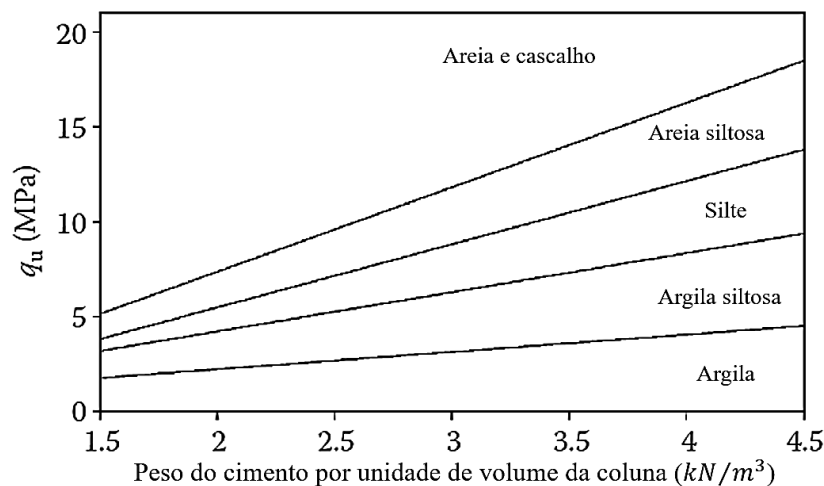


Figura 4.14 - Intervalos indicativos da resistência à compressão uniaxial para diferentes tipos de solos e quantidades variadas de calda de cimento injetada (Croce *et al.*, 2014)

A resistência à compressão uniaxial aumenta com a quantidade de calda de cimento injetada e com o tamanho do agregado que compõe o solo.

A resistência à tração do solo tratado com *jet-grouting* é geralmente admitida como sendo 10 a 15% da resistência à compressão simples (Carreto, 2000).

Em relação à deformabilidade, na Figura 4.15 representa-se a relação entre o módulo de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão uniaxial ( $E_{50\%}$ ) com a resistência à compressão uniaxial ( $q_u$ ) para amostras submetidas a três diferentes ensaios de campo.

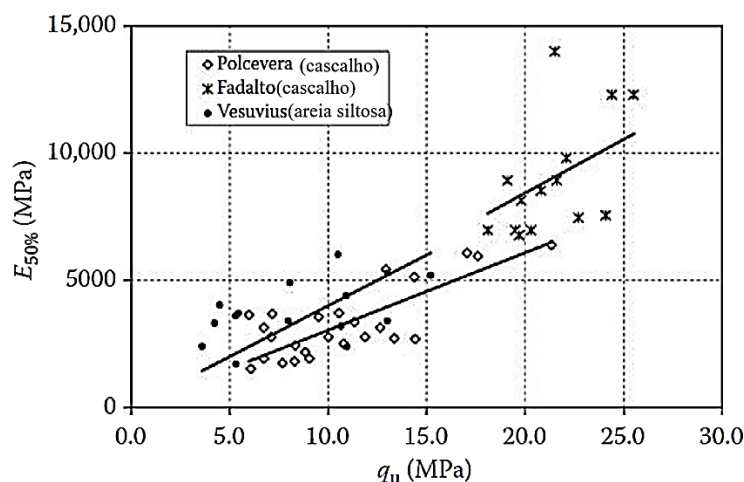


Figura 4.15 - Relação entre o módulo de deformabilidade  $E_{50\%}$  e a resistência à compressão uniaxial de solos tratados em casos de estudo (adaptado de Modoni & Bzówka, 2012)

Da correlação da deformabilidade com a resistência foi estabelecida uma relação linear:

$$E_{50\%} = \beta_E \cdot q_u \quad (4.5)$$

É através desta relação que se estima o módulo de deformabilidade, fazendo depender este da resistência à compressão do material tratado. No Quadro 4.5 são reportados intervalos de valores do coeficiente  $\beta_E$  para diferentes tipos de solos e diferentes definições do módulo de deformabilidade, determinados experimentalmente. Apesar de haver uma grande variedade, os dados mostraram que  $\beta_E$  depende do tamanho das partículas do solo original: os valores mais altos de  $\beta_E$  ( $\sim 1000-1200$ ) são obtidos para solos grossos (cascalhos e cascalhos arenosos), enquanto os valores baixos ( $\sim 100-200$ ) são obtidos para solos finos (desde argilas até areias siltosas) (Croce *et al.*, 2014).

Quadro 4.5 - Relação entre o módulo de deformabilidade e a resistência à compressão uniaxial do material tratado (Croce *et al.*, 2014)

Referência	Definição de E	Tipo de solo	$\beta_E$
Mongiovi <i>et al.</i> (1991)	Tangente não especificada	Cascalho	280-1000
Lunardi (1992)	Secante a $40\%q_u$	Cascalho e areia	500-1200
Lunardi (1992)	Secante a $40\%q_u$	Silte e argila	200-500
Croce <i>et al.</i> (1994)	Tangente não especificada	Cascalho arenoso	210-670
Croce e Flora (1998)	Secante a $\varepsilon_a = 0,01\%$	Areia siltosa	220-700
Fang <i>et al.</i> (2004)	Tangente a 50% da resistência de rotura	Areia siltosa	300-750
Fang <i>et al.</i> (2004)	Tangente a 50% da resistência de rotura	Areia siltosa, argila siltosa	100-300
Nanni <i>et al.</i> (2004)	Tangente não especificada	Cascalho e areia	440-1000
Nanni <i>et al.</i> (2004)	Tangente não especificada	Areia siltosa	330-830

No Quadro 4.6 apresentam-se valores típicos do diâmetro (conforme o tipo de sistema de jato), da resistência à compressão e do módulo de deformabilidade.

Quadro 4.6 - Características geomecânicas das colunas de *jet-grouting* (valores típicos) (Croce *et al.*, 2014)

Terreno	Diâmetro			Resistência à compressão $\sigma_c$ (MPa)	E (MPa)
	Sistema de jato simples	Sistema de jato duplo	Sistema de jato triplo		
Cascalho	0,7-1,1	1,0-1,5	2,0-2,4	5-30	2500-15000
Areia cascalhenta	0,5-1	0,7-1,5	1,5-2,0	5-20	2500-10000
Areia siltosa	0,5-0,9	0,7-1,3	1,2-1,6	5-15	2500-7500
Silte arenoso	0,4-0,6	0,6-0,9	1,0-1,5	2-10	1000-5000
Argila NC ( $c_u < 50kPa$ )	0,3-0,6	0,5-1,0	0,8-1,2	1-10	500-5000

#### 4.7.3. MODELOS CONSTITUTIVOS

Como se referiu antes, os modelos constitutivos mais usuais para caracterizar o comportamento mecânico das colunas de *jet-grouting* são o modelo elástico perfeitamente plástico com os critérios de rotura de Mohr-Coulomb e Tresca.

Tal como as rochas leves e o betão, o solo tratado com *jet-grouting* tem uma resistência à tração menor que a resistência à compressão. Os critérios de Mohr-Coulomb e Tresca são critérios de rotura que não caracterizam bem o comportamento à tração das colunas, ou seja, quando é atingida a resistência à tração a coluna continua a mobilizar essa resistência. Na verdade o que acontece é que quando a coluna atinge o máximo de resistência à tração deixa de mobilizar esforços (denominado de “cut-off”). Um modelo que consegue caracterizar melhor esse comportamento, já que as colunas de *jet-grouting* vão estar sujeitas a maior parte do tempo à tração, é o modelo de *Drucker-Prager*.

O modelo constitutivo de *Drucker-Prager* é um modelo elasto-plástico que consegue simular o comportamento mecânico de materiais cementícios. A envolvente de rotura de *Drucker-Prager* é usada para simular a rotura da coluna e os parâmetros dependem do tempo para simular o endurecimento das colunas. Neste modelo o módulo de deformabilidade e a resistência à compressão vão evoluindo ao longo do tempo usando uma relação proposta por Weber (1979) enquanto a evolução da resistência à tração ao longo do tempo é descrita por uma relação proposta por Neville (1995). É um modelo com “cut-off”, isto é, quando é mobilizada a máxima resistência à tração, a coluna rompe e a resistência à tração passa a ser zero, que neste caso é um dos fatores do modelo mais importantes.

Commend *et al.* (2011) usaram os parâmetros do Quadro 4.7 para modelar colunas de *jet-grouting* com o modelo de *Drucker-Prager*.

Quadro 4.7 - Parâmetros da coluna de *jet-grouting* para o modelo de *Drucker-Prager* (Commend *et al.*, 2011)

$f_c$	5000kPa
$f_t$	500kPa
$c$	790kPa
$\phi$	55°
$E$	6000MPa

O modelo de *Drucker-Prager* é um modelo que existe e está disponível no programa PLAXIS® e que se tentou usar para a realização deste trabalho. Infelizmente não foi possível usar este modelo, por motivos informáticos, mas é um modelo que pode vir a ser usado no futuro próximo. O modelo *Shotcrete* é um modelo que também está disponível no programa PLAXIS® e que é muito parecido ao modelo *Drucker-Prager*, tendo mesmo um manual com a descrição deste modelo.

De seguida será feita uma pequena descrição do modelo *Shotcrete*, que foi uma das opções para modelar as colunas de *jet-grouting*.

Por ser um modelo relativamente desconhecido e porque viria a ser utilizado nos cálculos desenvolvidos no âmbito desta dissertação, foi decidido descrevê-lo com algum detalhe para enriquecimento do documento e melhor entendimento das reflexões que se fazem no capítulo 5.

#### 4.7.3.1. Shotcrete

O modelo *Shotcrete* foi desenvolvido e implementado por Bert Schädlich no PLAXIS® b.v. em 2012-2014. O modelo é baseado em dois artigos (Schädlich & Schweiger 2014, Schädlich *et al.* 2014) que

foram aperfeiçoados com detalhes na implementação do modelo. Partes do modelo foram baseadas num trabalho anterior de Schütz *et al.* (2011) e Meschke *et al.* (1996).

O primeiro objetivo da formulação do modelo era o de representar o comportamento do betão projetado aplicado nos túneis, mas o modelo pode ser usado para betão moldado, *jet grout* e outros materiais que levem calda de cimento.

O modelo constitutivo tem em conta a dependência do tempo na rigidez e na resistência, na extensão de endurecimento/amolecimento à tração e à compressão, fluência e retração.

O betão projetado é o elemento de suporte mais usado em túneis, já que o maciço rochoso é suportado por um primeiro revestimento de betão projetado diretamente após a escavação. Como o revestimento de betão projetado é sujeito a grandes carregamentos no início do seu tempo de vida, a influência da dependência do tempo nas propriedades do material no comportamento de deformação e na capacidade de suporte, é mais importante que em estruturas de betão moldado.

A aproximação do modelo em simulação numérica assume um comportamento linear elástico com o progressivo aumento do módulo de *Young* à medida que as fases de escavação avançam. Este modelo constitutivo é mais realista na obtenção da distribuição das tensões, já que tem em conta um comportamento não linear do material.

O modelo é formulado para considerar situações de endurecimento/amolecimento elastoplástica. A deformação total  $\varepsilon$  é decomposta em deformações elásticas  $\varepsilon^e$ , plásticas  $\varepsilon^p$ , de fluência  $\varepsilon^{cr}$  e deformações de retração  $\varepsilon^{shr}$ .

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p + \varepsilon^{cr} + \varepsilon^{shr} \quad (4.6)$$

As deformações plásticas são calculadas a partir da deformação de endurecimento/amolecimento elastoplástica. O modelo emprega a superfície de cedência de Mohr-Coulomb ( $F_c$ ) para os carregamentos de desvio, que combinam com a superfície de cedência de Rankine ( $F_t$ ) no regime à tração (Figura 4.16). As funções das superfícies podem ser formuladas em termos da resistência à compressão uniaxial e da resistência à tração uniaxial,  $f_{cy}$  e  $f_t$ , da seguinte maneira:

$$F_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3 - 2\sigma_{rot}}{2} \cdot \frac{f_{cy}}{2\sigma_{rot} + f_{cy}} \quad (4.7)$$

$$F_t = \sigma_1 - f_t \quad (4.8)$$

Onde  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são as tensões principais máxima e mínima e  $\sigma_{rot}$  é a interseção da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb com o eixo isotrópico. Para uma dada inclinação máxima  $\phi_{m\acute{a}x}$  da envolvente de Mohr-Coulomb,  $\sigma_{rot}$  pode ser escrita como:

$$\sigma_{rot} = \frac{f_c}{2} \cdot \left( \frac{1}{\text{sen}(\phi_{m\acute{a}x})} - 1 \right) \quad (4.9)$$

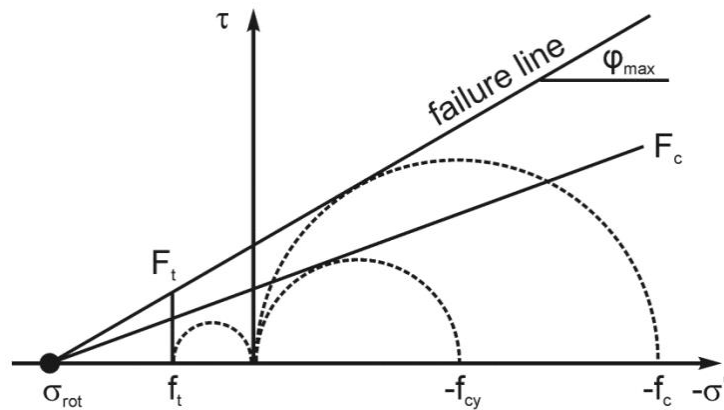


Figura 4.16 - Superfícies de cedência e envolvente de rotura

Ao comparar a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb com  $\phi_{m\acute{a}x} = 37^\circ$  com dados experimentais da resist\encia do bet\ao em condi\c\es triaxiais \e poss\ivel mostrar que existe um rela\c\o das tens\es de aproximadamente  $-10f_c$  (Figura 4.17). Numa situa\c\o em que as tens\es est\ao em condi\c\es biaxiais ( $\sigma_3 = 0$ ), as envolventes de rotura de Mohr-Coloumb juntamente com a de Rankine representam bem o comportamento \a tra\c\o, para uma tens\o \a tra\c\o de  $f_t = 0,1 \cdot f_c$ , mas a resist\encia do material \a compress\o \e subestimada em aproximadamente 16% (Figura 4.17). De um ponto de vista pr\atico, este modelo continua a ser suficiente, j\aa que o comportamento do bet\ao projetado \e dominado por tens\es de tra\c\o.

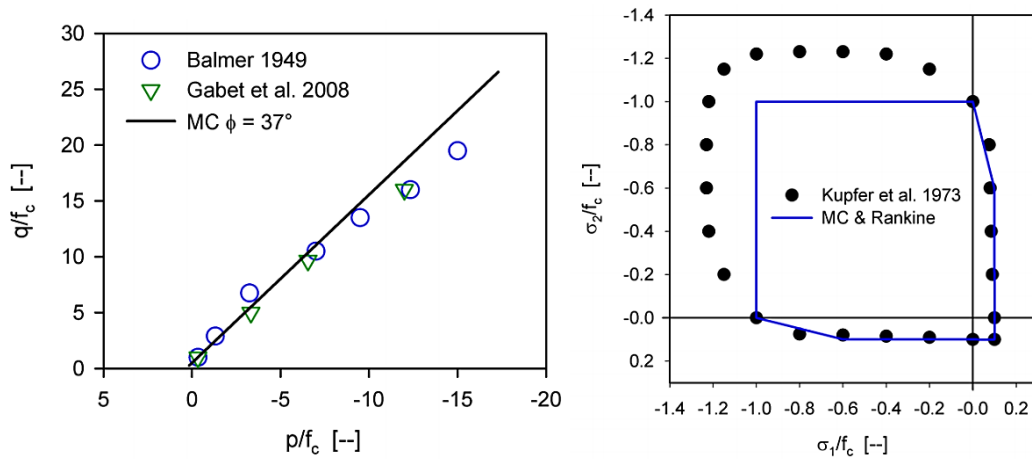


Figura 4.17 - Compara\c\o da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb com dados experimentais em condi\c\es triaxiais e biaxiais (PLAXIS® bv. (2014). *Internal Report: Shotcrete Model*)

O comportamento em compress\o segue uma abordagem proposta por Sch\utz *et al.* (2011). A curva tens\o-deforma\c\o \e dividida em quatro partes (Figura 4.18): parte I – deforma\c\o por endurecimento quadr\atica, parte II – deforma\c\o por amolecimento, parte III – deforma\c\o por amolecimento e parte IV – tens\o residual constante. Devido \a depend\encia do tempo que faz parte dos par\ametros dos materiais, \e usado um par\ametro normalizado por endurecimento/amolecimento  $H_c = \epsilon_3^p / \epsilon_{cp}^p$ , em que

$\varepsilon_3^p$  é a menor deformação principal plástica (calculada a partir de  $F_c$ ) e  $\varepsilon_{cp}^p$  deformação de rotura plástica uniaxial à compressão.

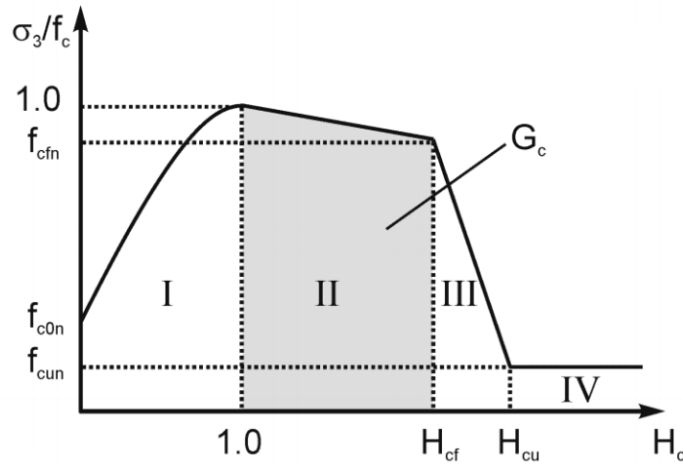


Figura 4.18 - Curva tensão-extensão normalizada à compressão (Schütz *et al.*, 2011)

Na parte I durante a mobilização, a superfície de cedência  $F_c$  roda em torno do ponto  $\sigma_{rot}$  no eixo isotrópico e a mobilização total de  $f_c$  coincide com  $H_c = 1$ .

Na parte II, quando se está no amolecimento linear, a tensão de rotura  $f_{ct} = f_{cfn} \cdot f_c$  é alcançada quando atinge  $H_{cf} = \varepsilon_{cf}^p / \varepsilon_{cp}^p$ . Existe uma redução da tensão devido à destruição das ligações interparticulares, e consequentemente o amolecimento é modelado como uma mudança paralela da mobilização total da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (coesão de amolecimento).

$\varepsilon_{cf}^p$  é derivado do módulo de distorção à compressão,  $G_c$ , e depende do comprimento característico do elemento finito,  $L_{eq}$ , pois é este que providencia a regularização necessária para evitar que a malha dependa dos resultados numéricos.

$$\varepsilon_{cf}^p = \varepsilon_{cp}^p - \frac{2 \cdot G_c}{(1 + f_{cfn}) \cdot f_c \cdot L_{eq}} \quad (4.10)$$

$L_{eq}$  é calculado a partir da área do elemento finito,  $A_{el}$ , e do número de pontos de tensão por elemento,  $n_{GP}$  (Pölling, 2000).

$$L_{eq} = 2 \sqrt{\frac{A_{el}}{\sqrt{3} \cdot n_{GP}}} \quad (4.11)$$

A deformação por amolecimento linear na parte III é governada pela condição de que a energia na descarga elástica não pode ser maior que a energia absorvida pela deformação plástica durante a fissuração/fraturação. A deformação plástica última é dada por:

$$\varepsilon_{cu}^p = \varepsilon_{cf}^p - \frac{2 \cdot f_c \cdot (f_{cfn} - f_{cun})}{E} \quad (4.12)$$

onde  $f_{cun}$  ( $= f_{cu}/f_c$ ) é a resistência residual e  $E$  é o módulo de elasticidade de Young.

Na curva tensão-deformação na parte IV não existe mais amolecimento e assim a superfície de cedência é constante.

À tração o modelo tem um comportamento linear elástico até atingir a resistência máxima à tração  $f_t$ . Segue-se uma deformação de amolecimento linear que é governada pelo parâmetro do amolecimento à tração normalizado  $H_t = \varepsilon_1^p / \varepsilon_{tu}^p$  onde  $\varepsilon_1^p$  é a deformação principal plástica máxima (calculada a partir de  $F_t$ ) e  $\varepsilon_{tu}^p$  é a deformação última plástica à tração uniaxial.

Tal como aconteceu no amolecimento à compressão,  $\varepsilon_{tu}^p$  deriva do módulo de distorção à tração,  $G_t$ .

$$\varepsilon_{tu}^p = \frac{2 \cdot G_t}{(1 + f_{tun}) \cdot f_t \cdot L_{eq}} \quad (4.13)$$

Assim que é atingida a resistência residual  $f_{tu} = f_{tun} \cdot f_t$ , não existe mais amolecimento (Figura 4.19).

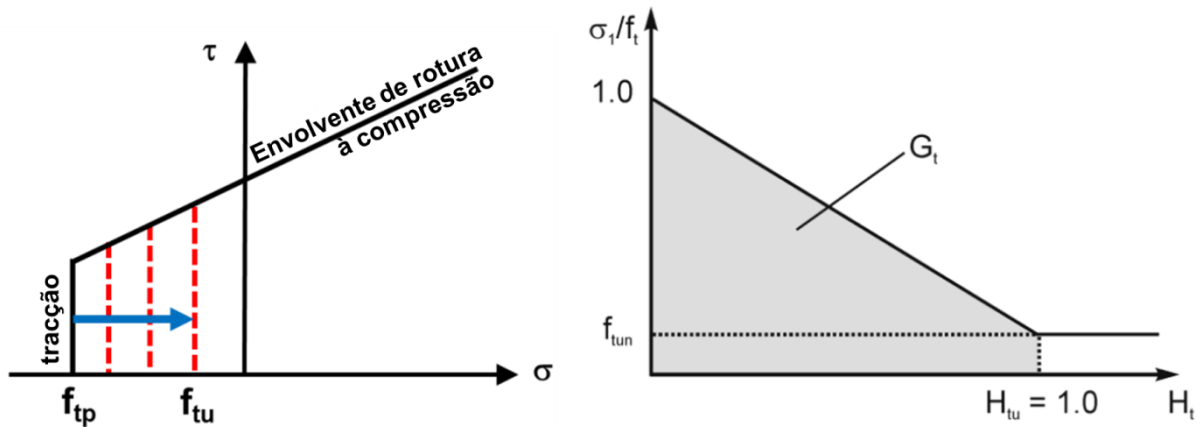


Figura 4.19 – Comportamento mecânico à tração

No Quadro 4.8 apresentam-se os parâmetros de *input* do modelo *Shotcrete*.

Quadro 4.8 - Parâmetros *input* do modelo Shotcrete

Parâmetro	Descrição	Unidade
$E_{28}$	Módulo de Young aos $t_{hydr}$	GPa
$\nu$	Coefficiente de Poisson	-
$f_{c,28}$	Resistência à compressão uniaxial aos $t_{hydr}$	MPa
$f_{t,28}$	Resistência à tração uniaxial aos $t_{hydr}$	MPa
$\psi$	Ângulo de dilatação	°
$E_1/E_{28}$	Dependência do tempo da rigidez elástica	-
$f_{c,1}/f_{c,28}$	Dependência do tempo da resistência	-
$f_{con}$	Tensão inicial mobilizada normalizada	-
$f_{cfn}$	Tensão de rotura normalizada (compressão)	-
$f_{cun}$	Tensão residual normalizada (compressão)	-
$\varepsilon_{cp}^p$	Extensão de rotura plástica uniaxial a 1h, 8h, 24h	-
$G_{c,28}$	Módulo de distorção à compressão aos $t_{hydr}$	kN/m
$f_{tun}$	Rácio da tensão residual vs a tensão de pico à tração	-
$G_{t,28}$	Módulo de distorção à tração aos $t_{hydr}$	kN/m
$L_{eq}$	Largura equivalente	m
$a$	Incremento de $\varepsilon_{cp}$ com o aumento de $p'$	m
$\phi_{máx}$	Ângulo de atrito máximo	°
$\phi^{cr}$	Rácio das extensões de fluência e elástica	-
$t_{50}^{cr}$	Tempo aos 50% da extensão de fluência	dias
$\varepsilon_{\infty}^{shr}$	Extensão de retração final	-
$t_{50}^{shr}$	Tempo aos 50% da extensão de retração	dias
$\gamma_{fc}$	Coefficiente de segurança à compressão	-
$\gamma_{ft}$	Coefficiente de segurança à tração	-
$t_{hydr}$	Tempo para hidratação total (usualmente 28 dias)	dias



# 5

## CÁLCULOS E ANÁLISE DE RESULTADOS

### 5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos vários estudos realizados para a escavação da estação *Pôle Universitaire*, bem como a sua análise. Inicialmente a atenção é focada nos dados relacionados com a modelação no programa de elementos finitos PLAXIS®, nomeadamente a geometria do modelo, os parâmetros utilizados para os solos e o faseamento construtivo dos modelos em duas dimensões (2D) e em três dimensões (3D).

Numa segunda fase serão apresentados os vários estudos realizados, dividindo-se em três estudos.

O primeiro estudo corresponde aos cálculos efetuados em 2D onde se compara um modelo de escavação com tratamento integral (laje de *jet-grouting*) e outro sem tratamento do fundo de escavação, para se poder analisar a melhor solução que é uma solução parcial com a inclusão de colunas de *jet-grouting* espaçadas. Esta solução consiste num tratamento parcial, não sendo tão rígido como a laje de *jet-grouting* e assim os esforços nessa zona são menores e permite que as paredes se acomodem mais. Para além disso, têm uma capacidade de tração e melhoram as características do solo, evitando o deslocamento ascendente do solo intermédio.

No segundo estudo são comparados dois modelos em 2D sem o tratamento do fundo de escavação: a diferença reside no modelo constitutivo utilizado na camada de solo ao nível da zona do tratamento de *jet-grouting*. Esta comparação tem como objetivo perceber o efeito que a utilização de um modelo constitutivo que tenha em conta o estado de tensão induzido ao longo do processo de carregamento pode ter nos resultados.

O terceiro estudo diz respeito aos cálculos efetuados em 3D, com o objetivo de determinar os parâmetros, o modelo constitutivo e a malha das colunas de *jet-grouting* para se obter esforços nas paredes aceitáveis. Neste estudo é comparado um modelo base com vários modelos com as diferentes variáveis. Este estudo é feito em 3D porque visa integrar a geometria real das colunas espaçadas na malha em quincêncio com estados de tensão-deformação diferenciados nas direções longitudinal e transversal.

### 5.2. PROCEDIMENTOS E CONDICIONANTES PARA A SOLUÇÃO DE PROJETO

Para chegar à conclusão que seria necessário o tratamento de fundo de escavação com recurso à inclusão de colunas de *jet-grouting* foram realizados vários estudos para averiguar a melhor solução. Inicialmente procedeu-se ao cálculo em duas dimensões sem colocar *jet-grouting* no fundo de escavação e sem a laje intermédia. Deste cálculo verificou-se que as escoras não

suportariam os esforços transmitidos pelo terreno. Inclui-se então uma laje intermédia que seria construída em *Top-Down*, ainda sem qualquer tipo de tratamento de fundo. Neste cálculo os resultados obtidos foram mais convergentes com o interesse de minimização de deslocamentos, mas os esforços nas paredes moldadas concentravam-se muito na zona da laje intermédia e seria necessário uma grande quantidade de armadura nessa zona para resistir aos momentos resultantes deste cálculo. O próximo passo que se deu foi, para além da laje intermédia, incluir uma laje de *jet-grouting* no fundo de escavação. Mais uma vez os resultados obtidos foram mais favoráveis, mas os esforços nas paredes moldadas desta vez concentravam-se na zona do tratamento do fundo de escavação e a partir do cálculo da armadura necessária para resistir aos momentos resultantes deste cálculo percebeu-se que não seria uma solução aceitável.

Chegou-se a um ponto em que se percebeu que estes dois apoios eram necessários e como a laje intermédia de betão não poderia alterar muito a sua posição, pensou-se alterar a laje de *jet-grouting* no fundo de escavação. A laje de *jet-grouting* foi modelada com uns parâmetros de resistência e deformabilidade altos, arbitrados como possíveis parâmetros para uma mistura de *jet-grouting* com areias. Variando apenas o módulo de deformabilidade, que inicialmente era de 1000MPa, tendo-se obtido uma gama de valores que se consideraram compatíveis com volumes de armadura aceitáveis: um limite de armadura na zona da laje intermédia e outro limite de armadura na zona do tratamento de fundo de escavação. A camada que se estava a modelar em duas dimensões representava uma camada com colunas de *jet-grouting* espaçadas, designada de *cluster*, não era representativa da verdadeira condição em três dimensões, ou seja, o estado plano de deformação não reproduzia convenientemente o comportamento real da estrutura. A *cluster* no fundo de escavação era essencial para solucionar os problemas associados a esta estação de metro, mas não estava bem modelada. É neste momento que o trabalho proposto ganharia relevância: era necessário modelar em três dimensões e otimizar a geometria das colunas de *jet-grouting* e a sua disposição espacial – para mais tarde modelar o *cluster* equivalente retornando a um modelo em duas dimensões, onde o detalhamento do projeto se faz mais pormenorizadamente e se calculam os elementos de reforço estrutural.

### 5.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

#### 5.3.1. DESCRIÇÃO DA SECÇÃO TIPO PARA A MODELAÇÃO NUMÉRICA

Esta estação apresenta três geometrias com perfis geológicos diferentes: o corte D-D, o corte H-H e o corte J-J (nomenclatura de acordo com a de projeto). A altura da parede moldada no corte D-D é de 44,5m, no corte H-H e no corte J-J é 42,0m, sendo o corte D-D o mais condicionante e o que vai ser utilizado para fazer a modelação numérica.

Nos primeiros cálculos, o modelo numérico no PLAXIS® 2D tem uma largura de 160m e uma altura de 70m e no PLAXIS® 3D tem uma largura de 100m, uma altura de 70m e uma espessura de 16m (o espaçamento das escoras neste caso é 8m, sendo assim possível representar duas escoras). No Estudo 3 as larguras dos modelos em 2D e 3D foram igualadas para que os resultados fossem comparáveis.

Como o desenvolvimento longitudinal da escavação é muito superior ao transversal, admitiu-se uma análise em termos de estado plano de deformação, o que torna válida a análise em duas dimensões. Esta análise é válida quando se trata da camada homogeneizada (colunas de *jet-grouting* com solo não tratado). No que diz respeito à discretização do modelo de cálculo, a malha de elementos finitos (constituída por elementos triangulares com 15 pontos nodais) é gerada automaticamente pelo *software* PLAXIS®. Nas Figuras 5.1 e 5.2 apresentam-se as malhas para os modelos em 2D e em 3D e os respetivos níveis de refinamento.

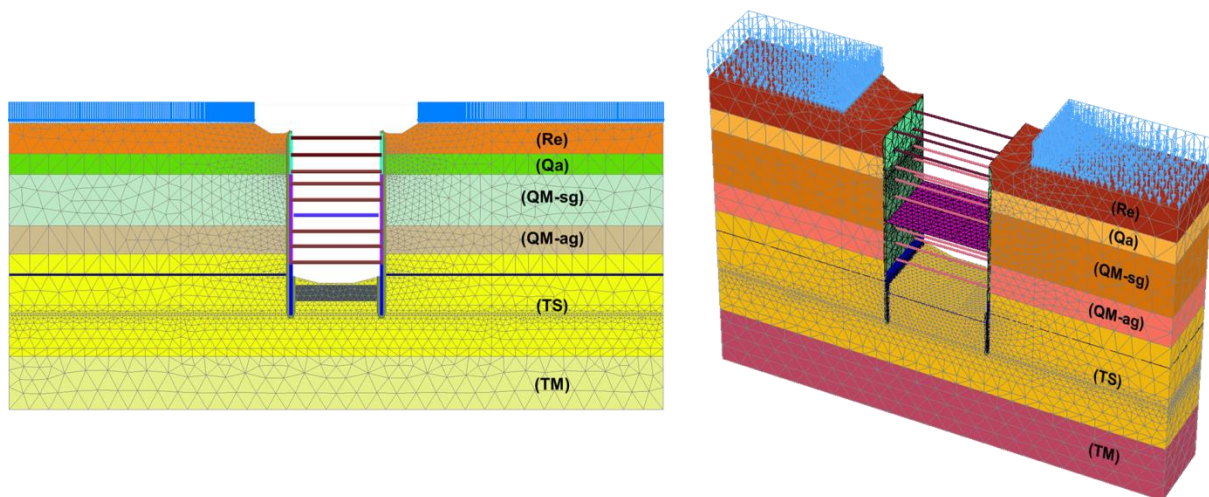


Figura 5.1 - Geometria e malha de elementos finitos na última fase de escavação para o modelo 2D e 3D

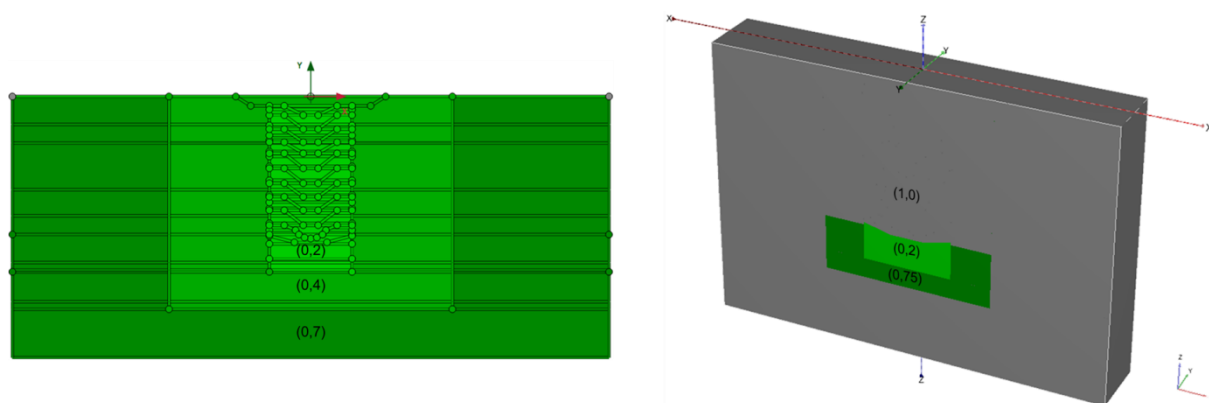


Figura 5.2 - Fatores de refinamento usados no modelo 2D e 3D

De forma a ter em conta as eventuais sobrecargas que possam estar presentes na superfície do terreno, devido à circulação de veículos e equipamentos pesados e ao armazenamento de material na proximidade da escavação, o valor da sobrecarga usado para todas as fases de escavação foi 11,1kPa. Este valor resulta da multiplicação do valor de serviço (10kPa) por 1,10 de maneira a garantir indiretamente a aplicação do coeficiente de segurança recomendado para as ações variáveis (1,50) no momento em que for aplicado o coeficiente de 1,35 aos esforços obtidos pelo PLAXIS® ( $1,35 \times 1,10 \approx 1,50$ ).

### 5.3.2. PARÂMETROS DE CÁLCULO A TER EM CONSIDERAÇÃO

#### 5.3.2.1. Parâmetros das estruturas de suporte

Relativamente às estruturas de suporte, foram modeladas as paredes moldadas, as paredes de forro, as escoras, a laje intermédia e as colunas de *jet-grouting*. As colunas de *jet-grouting* localizam-se a 1m abaixo do fundo de escavação mas serão tratadas mais à frente.

Em relação à modelação das escoras, a rigidez destas corresponde a 80% do valor teórico, dado a diferença entre a rigidez efetiva e a teórica já referida em 2.3.6. O valor do módulo de deformabilidade utilizado para o aço foi 200GPa. Os elementos escora foram definidos com o comando “*node-to-node anchor*” do PLAXIS®, atribuindo-lhes um comportamento elástico à

compressão e resistência à tração nula. As escoras são dois perfis HEB soldados para formarem um “caixão”, sendo uma tentativa de aproximação a perfis tubulares, perfis estes que têm grande inércia em todas as direções e resolvem muitos problemas de encurvadura.

O Quadro 5.1 apresenta os valores da rigidez axial das escoras utilizadas.

Quadro 5.1 - Rigidez axial nos diversos níveis de escoras

Elemento estrutural	80%EA (kN)	Espaçamento (m)
2HEB500	7,65 x10 <sup>6</sup>	8,0
2*2HEB500	15,30 x10 <sup>6</sup>	8,0

Relativamente aos elementos estruturais de betão armado (C25/30), o valor do módulo de deformabilidade utilizado foi 33GPa, com o peso volúmico ( $\gamma$ ) do betão 25kN/m<sup>3</sup> e o coeficiente de *Poisson* ( $\nu$ ) de 0,2. No PLAXIS<sup>®</sup> estes elementos foram definidos com o comando “plate”.

As paredes moldadas têm 1,20 metros de espessura e, acima da laje de cobertura, é adicionada uma parede interior (parede de forro) com 0,50 metros de espessura e abaixo da laje de cobertura até ao fundo de escavação é adicionada uma parede interior com 1,40 metros de espessura.

No Quadro 5.2 são apresentados a rigidez axial e à flexão, a espessura equivalente, o peso e o coeficiente de *Poisson*, por unidade de desenvolvimento, dos elementos de betão armado.

Quadro 5.2 - Rigidez axial e à flexão, espessura equivalente, peso e coeficiente de *Poisson* dos elementos de betão armado

Elemento estrutural	EA (kN/m)	EI (kN.m <sup>2</sup> /m)	h <sub>equivalente</sub> (m)	Peso (kN/m/m)	$\nu$
Parede moldada	39,60x10 <sup>6</sup>	4,75 x10 <sup>6</sup>	1,20	15,00	0,2
Parede moldada + 0,50m de parede de forro	56,10 x10 <sup>6</sup>	13,51 x10 <sup>6</sup>	1,70	25,50	
Parede moldada + 1,20m de parede de forro	85,80 x10 <sup>6</sup>	48,33 x10 <sup>6</sup>	2,60	39,00	
Laje de cobertura (1,4m)	34,94 x10 <sup>6</sup>	7,54 x10 <sup>6</sup>	1,61	26,47	
Laje intermédia e inferior (0,7m)	19,10 x10 <sup>6</sup>	944,70 x10 <sup>6</sup>	0,77	14,47	

### 5.3.2.2. Parâmetros geotécnicos

Os parâmetros mecânicos de cálculo das formações relativas à escavação da estação necessárias para a análise numérica foram estabelecidos no âmbito do projeto.

Os parâmetros estão apresentados no Quadro 3.2 e as profundidades de cada camada de solo estão especificadas na Figura 5.3. Na modelação dos solos com coesão nula, foi-lhes atribuída uma coesão (reduzida de 2kPa) para evitar problemas numéricos de convergência. Os pesos volúmicos dos solos que foram considerados no modelo foram os pesos volúmicos saturados.

O modelo constitutivo escolhido para modelar o comportamento das várias camadas foi o modelo elástico perfeitamente plástico com o critério de rotura de Mohr-Coulomb. Para além dos parâmetros apresentados no Quadro 3.2, também é necessário modelar uma interface entre a parede moldada e o terreno para permitir que haja deslocamentos entre a estrutura e o terreno, paralela à interface.

Os parâmetros da interface (ângulo de atrito e adesão) são definidos através da multiplicação dos valores do ângulo de resistência ao corte e do interseto coesivo do terreno em contacto por um fator reduzido da resistência para a interface,  $R_{inter}$ , como se segue:

$$\tan\phi_i = R_{inter}\tan\phi_{soil} \quad (5.1)$$

$$c_i = R_{inter}c_{soil} \quad (5.2)$$

Este fator reduzido da resistência pode variar entre 0 e 1, e neste caso o valor de  $R_{inter}$  foi de 2/3 ( $\cong 0,7$ ), o que significa que há atrito (e adesão se se admitir que o solo mobiliza alguma resistência do tipo coesivo) entre a parede e o solo.

As análises vão ser realizadas em tensões totais para as camadas com comportamento não drenadas, e como tal, estas camadas, no programa, são definidas como “*Undrained C*”. Ao definir no programa com “*Undrained C*” e as tensões efetivas no *output* devem ser interpretadas como tensões totais e as tensões neutras serão supostas nulas, embora estejam implicitamente consideradas no modelo. Com esta opção a rigidez dos solos é dada por um módulo de *Young* não drenado,  $E_u$ , e um coeficiente de *Poisson* não drenado,  $\nu_u$ , e a resistência é modelada usando a resistência não drenada,  $c_u$ , e  $\phi = \phi_u = 0$ . O coeficiente de *Poisson* terá que ser colocado com um valor próximo de 0,5 (entre 0,495 e 0,499), porque o valor exato levaria a uma singularidade na matriz de rigidez.

No Quadro 3.2, nas camadas modeladas em tensões totais (camadas impermeáveis), para além de terem parâmetros não drenados que serão mobilizados no decurso das fases de carregamento associadas ao processo construtivo, são ainda dispostos parâmetros drenados equivalentes para se poder gerar o estado de tensão inicial considerando a condição de repouso, definida pelo coeficiente de repouso,  $K_0$ , para uma situação geostática a longo prazo, conduzindo uma fase inicial de carregamento em tensões efetivas.

As camadas do terreno foram criadas a partir do comando “*borehole*” onde para cada camada, se coloca a profundidade superior e inferior, como se verifica na Figura 5.3. As profundidades definidas no modelo geológico-geotécnico são escolhidas em função da interpretação geológica-geotécnica, procurando estabelecer os cenários mais desfavoráveis.

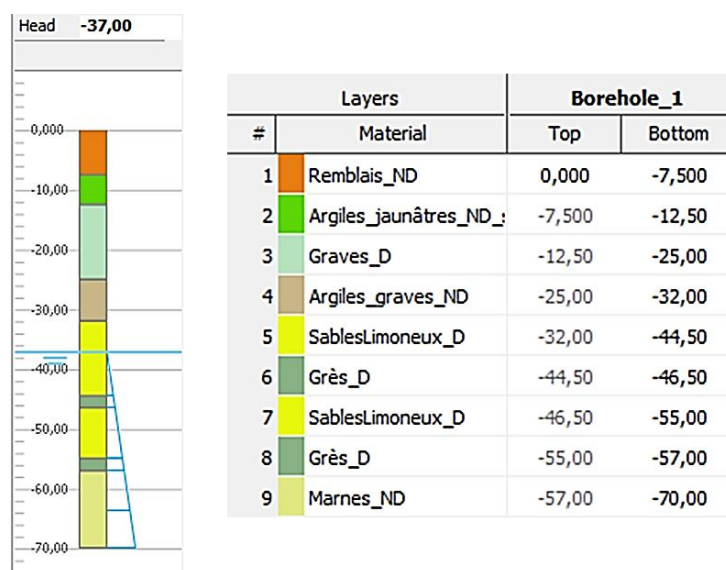


Figura 5.3 - Identificação das camadas lito-estratigráficas e do nível freático no PLAXIS®

Uma vez que a camada de Grès tem influência no comportamento estrutural das paredes moldadas optou-se, devido à incerteza da sua distribuição espacial em profundidade, por não a representar no modelo numérico. Assim, o dimensionamento dos elementos estruturais resulta mais conservativo, pois como é um material com rigidez e resistência muito elevadas, a sua consideração iria diminuir o impulso ativo na parede e aumentar o impulso passivo.

### 5.3.2.3. Condições hidrológicas

Tendo em conta a informação obtida através de piezómetros de tubo aberto e confirmada posteriormente por piezómetros de corda vibrante, o nível freático existente encontra-se a 37m de profundidade. Na Figura 5.3 é possível observar que o nível freático é definido através do comando “*borehole*”, colocando a respetiva profundidade em “*Head*”.

### 5.3.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O faseamento adotado para os cálculos numéricos tenta reproduzir tanto quanto possível as diversas etapas do processo construtivo que irão ser conduzidas na obra. A primeira fase começa com um carregamento drenado para gerar o estado de tensão inicial e a sequente aplicação da sobrecarga, já que esta resulta de um equilíbrio a longo prazo (drenado) e é considerada em tensões efetivas. Na 3ª fase o comportamento passa a ser assumido não drenado e mobilizam-se os parâmetros não drenados das camadas impermeáveis, respetivamente. Antes do início da escavação e da instalação das paredes moldadas, será necessário realizar uma plataforma de trabalho horizontal com boas condições de circulação para suportar os equipamentos a utilizar na execução das paredes moldadas.

De seguida procede-se à instalação das paredes moldadas e das colunas de *jet-grouting*. Na fase seguinte ativa-se a opção “*reset displacements zero*” para não se considerar as deformações que aconteceram anteriormente a essa fase. As fases seguintes consistem na escavação do terreno em banquetas abaixo do nível onde vai ser instalada a escora, na instalação das escoras e em simultâneo a construção das paredes de forro. Entre a ativação da 5ª e 6ª escoras é ativada a laje intermédia. Este faseamento construtivo da estação corresponde unicamente à escavação até ao

fundo da mesma, tal como definido em projeto, correspondendo estas às fases mais condicionantes, para as quais os deslocamentos e esforços nos elementos estruturais terão que ser limitadas pelo melhoramento do solo realizados previamente ao nível do fundo de escavação. Após atingir-se este nível, será colocada uma laje de fundo de betão, diminuindo muito a possibilidade de rotura pelo fundo de escavação.

O faseamento construtivo é, assim, o seguinte:

**Fase 1:** Geração do estado de tensão inicial através da consideração de um equilíbrio a longo prazo em repouso ( $K_0$ ) em tensões efetivas;

**Fase 2:** Aplicação de uma sobrecarga de 11,1kPa na superfície;

**Fase 3:** Modificação do tipo de resposta do terreno, de drenado para não drenado (para as camadas associadas a terrenos argilosos);

**Fase 4:** Escavação de uma plataforma de trabalho;

**Fase 5:** Execução das paredes moldadas e da solução de tratamento do terreno subjacente ao fundo de escavação;

**Fase 6:** Colocação das deformações a zero no modelo de cálculo. Primeira fase de escavação, até à profundidade de 5m;

**Fase 7:** Segunda fase de escavação, até à profundidade de 9m;

**Fase 8:** Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 0,5m de espessura. Ativação do primeiro nível de escoras à profundidade de 3,5m;

**Fase 9:** Terceira fase de escavação, até à profundidade de 13m;

**Fase 10:** Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 0,5m de espessura. Ativação do segundo nível de escoras à profundidade de 7,75m;

**Fase 11:** Quarta fase de escavação, até à profundidade de 15m;

**Fase 12:** Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 0,5m de espessura. Ativação do terceiro nível de escoras à profundidade de 11,75m;

**Fase 13:** Quinta fase de escavação, até à profundidade de 19m;

**Fase 14:** Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 1,2m de espessura. Ativação do quarto nível de escoras à profundidade de 14,75m;

**Fase 15:** Sexta fase de escavação, até à profundidade de 23m;

**Fase 16:** Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 1,2m de espessura. Ativação do quinto nível de escoras à profundidade de 18,75m;

**Fase 17:** Sétima fase de escavação, à mesma profundidade que a sexta fase, escavando somente as banquetas;

**Fase 18:** Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 1,2m de espessura. Ativação da laje intermédia à profundidade de 22,47m;

**Fase 19:** Oitava fase de escavação, até à profundidade de 27m;

**Fase 20:** Nona fase de escavação, até à profundidade de 31m;

**Fase 21:** Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 1,2m de espessura. Ativação do sexto nível de escoras à profundidade de 26,40m;

**Fase 22:** Décima fase de escavação, até à profundidade de 35m;

**Fase 23:** Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 1,2m espessura. Ativação do sétimo nível de escoras à profundidade de 30m;

**Fase 24:** Décima primeira fase de escavação, até à profundidade de 38,09m;

**Fase 25:** Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção das paredes de forro com 1,2m de espessura. Ativação do oitavo nível de escoras à profundidade de 34m;

**Fase 26:** Décima segunda fase de escavação, até ao fundo de escavação, ou seja, 39,09m.

No Anexo 1 está representado o esquema do faseamento em linhas traçadas sobre o perfil estratigráfico. O faseamento construtivo foi delineado através da informação geológica e geotécnica disponível.

## 5.4. ESTUDO 1

### 5.4.1. APRESENTAÇÃO

Neste estudo foram comparados quatro casos diferentes em 2D: o primeiro caso sem qualquer tipo de tratamento de fundo de escavação; o segundo caso considera uma camada a que corresponde uma laje de *jet-grouting* na zona passiva do fundo de escavação, e os dois últimos casos simulam um tratamento do solo no fundo de escavação com colunas de *jet-grouting* nessa mesma camada do caso anterior, para valores diferentes do módulo de deformabilidade do material assim cimentado.

Para simular as colunas de *jet-grouting* foram atribuídos parâmetros a uma camada de 4m de altura e a 1m abaixo do fundo de escavação, parâmetros estimados na CENOR® depois de vários estudos realizados. O modelo constitutivo do material das colunas e da laje é um modelo elasto-plástico, usando o critério de rotura de Tresca com os parâmetros seguintes:

- $\gamma = 22kN/m^3$ , um valor razoável já que o peso volúmico do betão é  $\gamma = 25kN/m^3$  e o do solo é  $\gamma = 21kN/m^3$ ;
- $c = 1500kPa$ , estimado a partir do valor característico da resistência à compressão simples de  $q_u = 3MPa$  ( $c = \frac{q_u}{2}$ ), o interseco coesivo resulta da cimentação do solo com a calda de cimento;
- $\phi = 0$ , significa que a resistência deste material é assegurado pela ligação entre partículas, sendo esta constante com o estado de tensão instalado antes e no decurso do carregamento.

Quanto ao módulo de deformabilidade (E), quando se simula a laje de *jet-grouting* é utilizado um módulo de deformabilidade de  $E=1000MPa$ , um valor alto que foi estimado à luz das propostas da bibliografia para uma laje de *jet-grouting* em areias, e ainda, quando se simulam as colunas de *jet-grouting*, são adotados dois limites do módulo,  $E=100MPa$  e  $E=250MPa$ . Para a

obtenção destes limites foram realizados estudos e as paredes moldadas foram dimensionadas para terem um bom desempenho dentro deste intervalo.

#### 5.4.2.RESULTADOS

As Figuras 5.4 e 5.5 exibem os momentos fletores e os esforços transversos na parede moldada do lado esquerdo dos esquemas apresentados nas Figuras 5.1 e 5.2, para os quatro casos antes identificados, e na Figura 5.6 apresenta-se os deslocamentos da mesma parede para os mesmos casos.

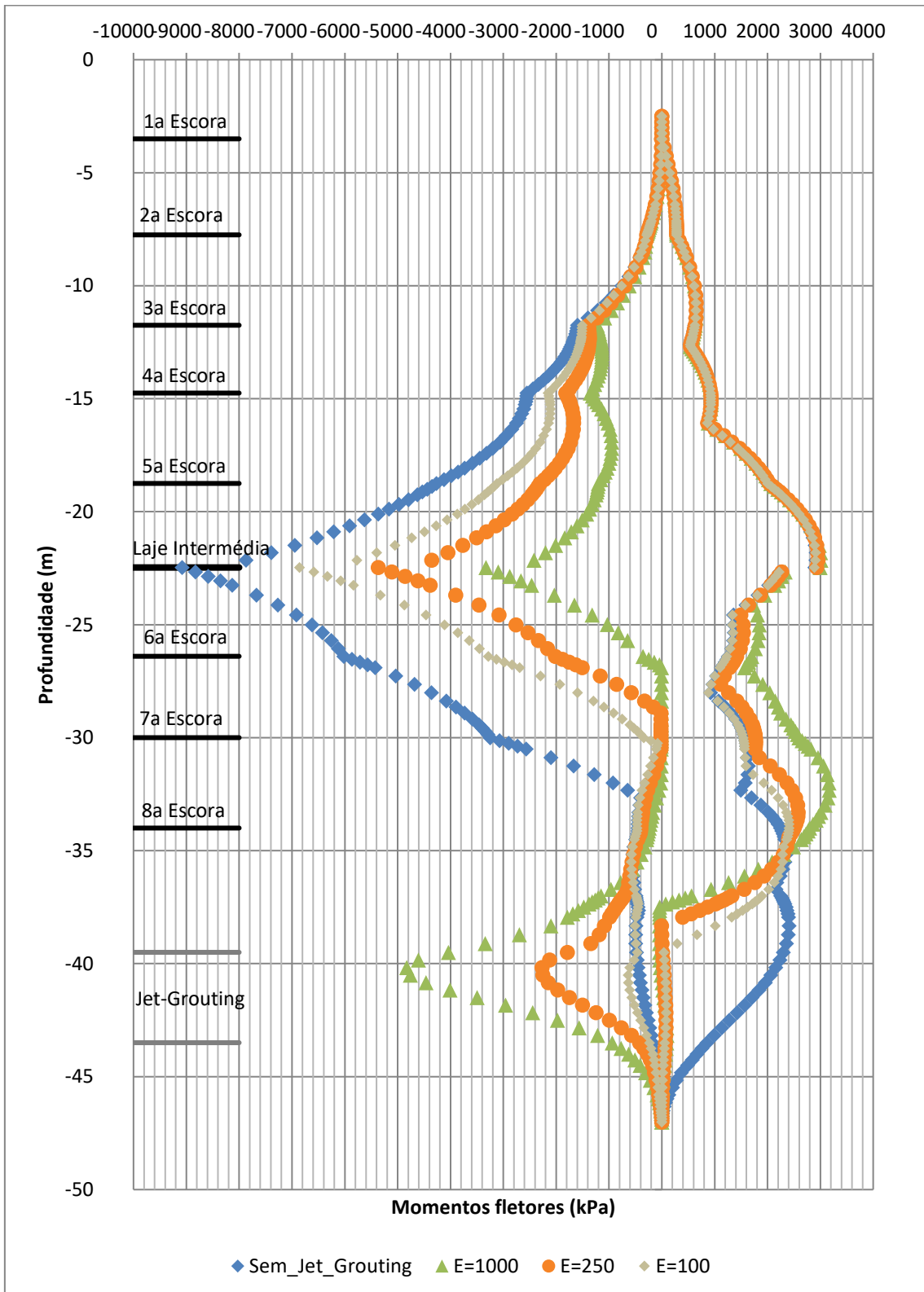


Figura 5.4 – Envolventes dos momentos fletores para os quatro casos

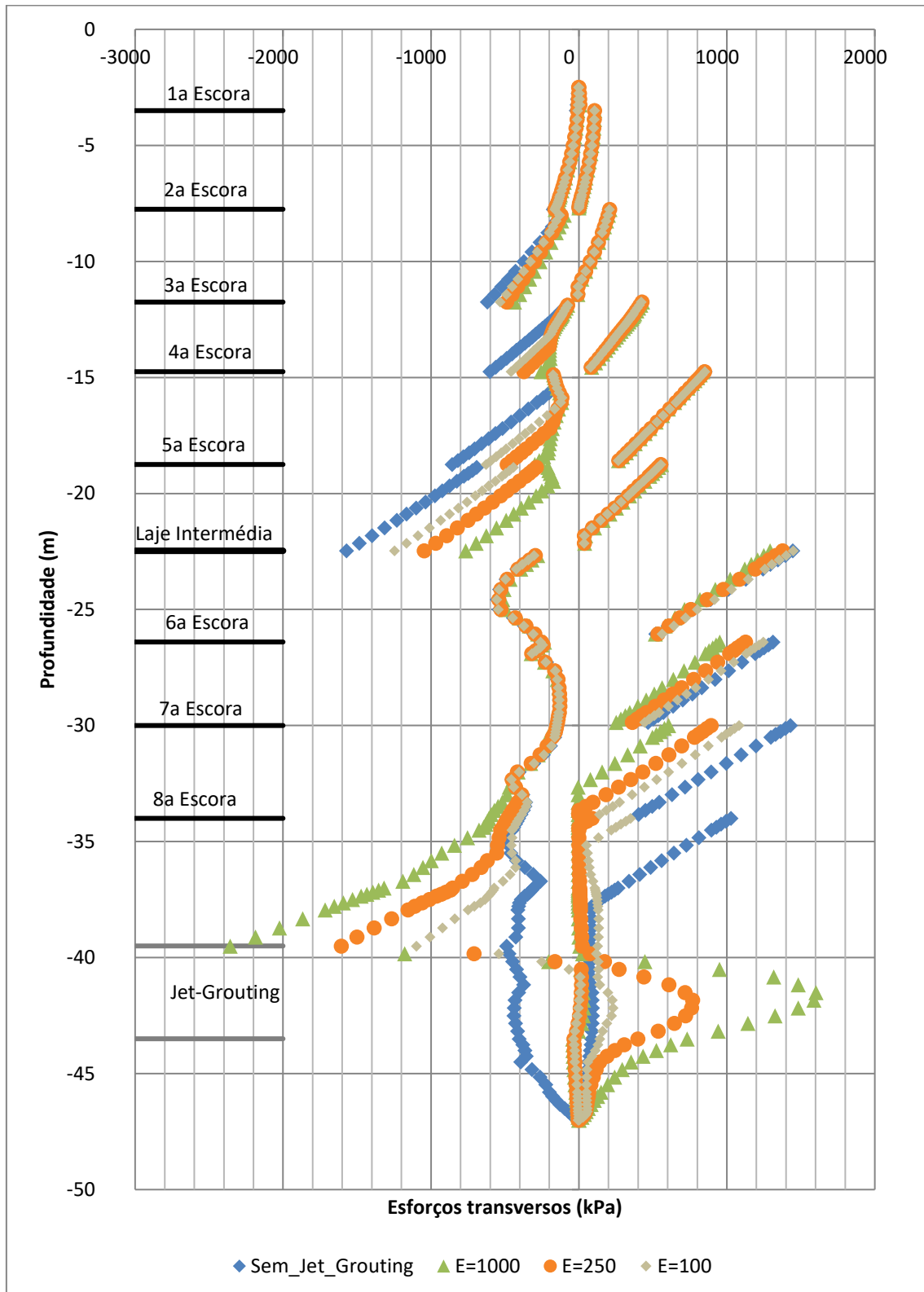


Figura 5.5 – Envoltórias dos esforços transversos para os quatro casos

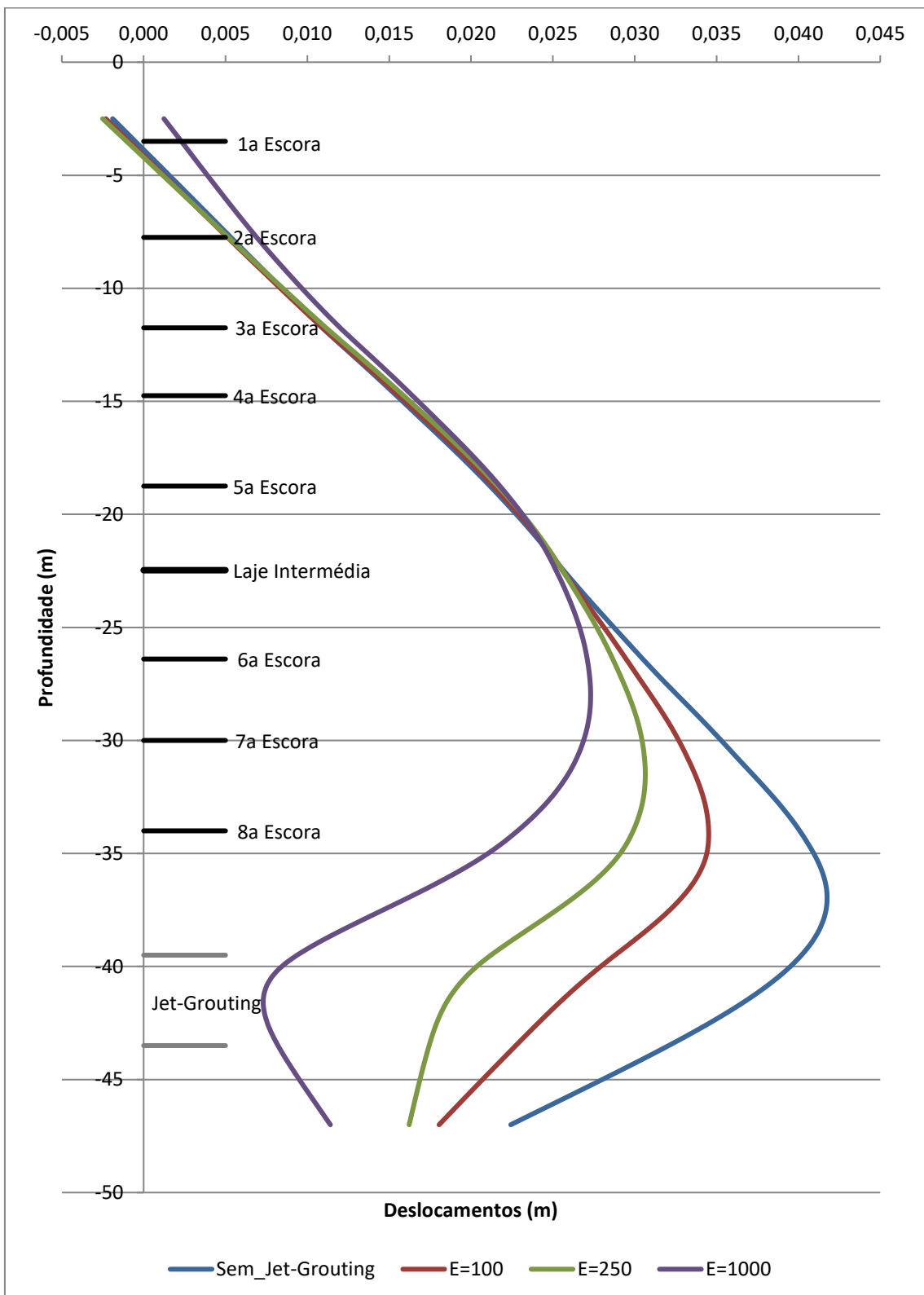


Figura 5.6 – Envolvimento dos deslocamentos da parede para os quatro casos

Da observação das envolventes dos momentos fletores é possível verificar que, quando a escavação não tem tratamento os esforços concentram-se na zona mais rígida, que neste caso é a laje intermédia (~22m). À medida que se escava, a tensão vertical diminui e a tensão horizontal aumenta no solo que se encontra no fundo de escavação, verificando-se que os círculos de Mohr que representam o estado de tensão nesse horizonte aumentam de diâmetro até que tangenciam a envolvente de rotura. Deste modo o solo deixa de poder suportar esforços adicionais e assim a parede transfere os acréscimos de esforços para a zona da laje intermédia, mais rígida e resistente.

Quando a escavação tem a laje de *jet-grouting* os momentos concentram-se nesta zona (~41m), porque os solos escavados próximos do fundo de escavação não têm capacidade de suporte. Os pressões laterais transmitidos pelo maciço sobre a parede moldada crescem em profundidade, não havendo melhoria significativa nos solos, sendo que no fundo de escavação e entre as duas paredes laterais o solo é constituído por areias que terão que ser melhoradas (nomeadamente com colunas de *jet-grouting*) para suportar os impulsos exteriores à escavação.

Nos casos com a laje de colunas espaçadas de *jet-grouting* (numa malha a ser definida no cálculo tridimensional), para a qual se admite valores equivalentes (homogeneizados) do módulo de deformabilidade da zona (“laje”) tratada de E=100MPa e E=250MPa, os momentos fletores na zona da laje intermédia são maiores no primeiro caso (E=100MPa) do que no segundo (E=250MPa). Por seu lado, na zona da laje de fundo, ou seja, onde se faz o melhoramento com colunas de jet espaçadas, os momentos são maiores quando estas têm valores equivalentes de E=250MPa e quase nulos quando E=100MPa. A laje de colunas com valores equivalentes de E=250MPa, têm maior rigidez, o que faz com que consigam suportar maiores esforços do que as colunas com E=100MPa, e assim transferem menos esforços para a laje intermédia, ao contrário da situação em que para a laje de colunas se admite o valor equivalente de E=100MPa, já que não se conseguem mobilizar significativos incrementos de esforços para esta, transferindo-se para a laje intermédia.

Em relação aos esforços transversos na zona da laje intermédia estes são maiores para o caso sem tratamento e menores para o caso com tratamento integral; e na zona onde se vai efetuar o tratamento, os esforços são maiores no caso com tratamento integral e menores para o caso da laje de colunas espaçadas que confirmam um valor homogeneizado ou equivalente de E=100MPa. Estes resultados são coerentes com a justificação dada anteriormente.

Nos deslocamentos da parede é possível observar que no caso sem tratamento os deslocamentos têm um comportamento normal de uma escavação escorada: a curva de deslocamentos forma uma “barriga”, sendo o deslocamento máximo próximo do fundo de escavação. O deslocamento máximo é de 4cm, aproximadamente, que corresponde a 0,1%H (H corresponde à altura, ou profundidade, máxima de escavação). No caso do tratamento com laje de *jet-grouting*, os deslocamentos são muito reduzidos, formando-se igualmente uma “barriga” para o lado da escavação, mas há uma diminuição dos deslocamentos quando se aproxima da zona da laje. Os deslocamentos nos casos em que as colunas estão afastadas ficam entre os deslocamentos com tratamento integral e sem tratamento, sendo maior o deslocamento no caso das colunas espaçadas que confirmam um valor equivalente de E=100MPa. Como seria de esperar, os deslocamentos no caso sem tratamento são maiores que nos restantes e no caso com tratamento integral os deslocamentos são menores, pela mesmas razões acima expressas.

Na Figura 5.7 é apresentado o diagrama de momentos fletores atuantes nos quatro casos com a envolvente de momentos resistentes ( $M_{Rd}$ =valor de cálculo do momento fletor resistente).

O valor do momento resistente na zona da laje intermédia é de aproximadamente 14000kPa, valor que os projetistas da CENOR® consideraram como limite e que, já de si, implica adoção

de armadura com densidade muito grande, tornando-se difícil a sua execução. Por essa razão, o tratamento de fundo de escavação com as colunas de *jet-grouting* espaçadas conferiria uma solução estrutural mais otimizada, no sentido de que os esforços se situassem dentro do diagrama de momentos resistentes aceitável.

No caso sem tratamento de fundo de escavação os momentos fletores concentram-se na laje intermédia, chegando mesmo a tocar a envolvente de momentos resistentes aceitáveis em termos estruturais. No caso com tratamento integral de fundo de escavação (laje), os momentos fletores concentram-se na zona do tratamento, ultrapassando a envolvente os referidos valores máximos aceitáveis dos momentos resistentes. Este diagrama reforça a ideia que é necessário fazer o tratamento do fundo de escavação através do melhoramento das características do solo, mas esse tratamento não pode ser integral, sendo o objetivo deste trabalho procurar a melhor solução de disposição de colunas de *jet-grouting* (em particular o espaçamento para colunas de diâmetro pré-identificada), ou seja, a malha “ideal” de colunas de solo tratado que permite obter esforços mais apropriados.

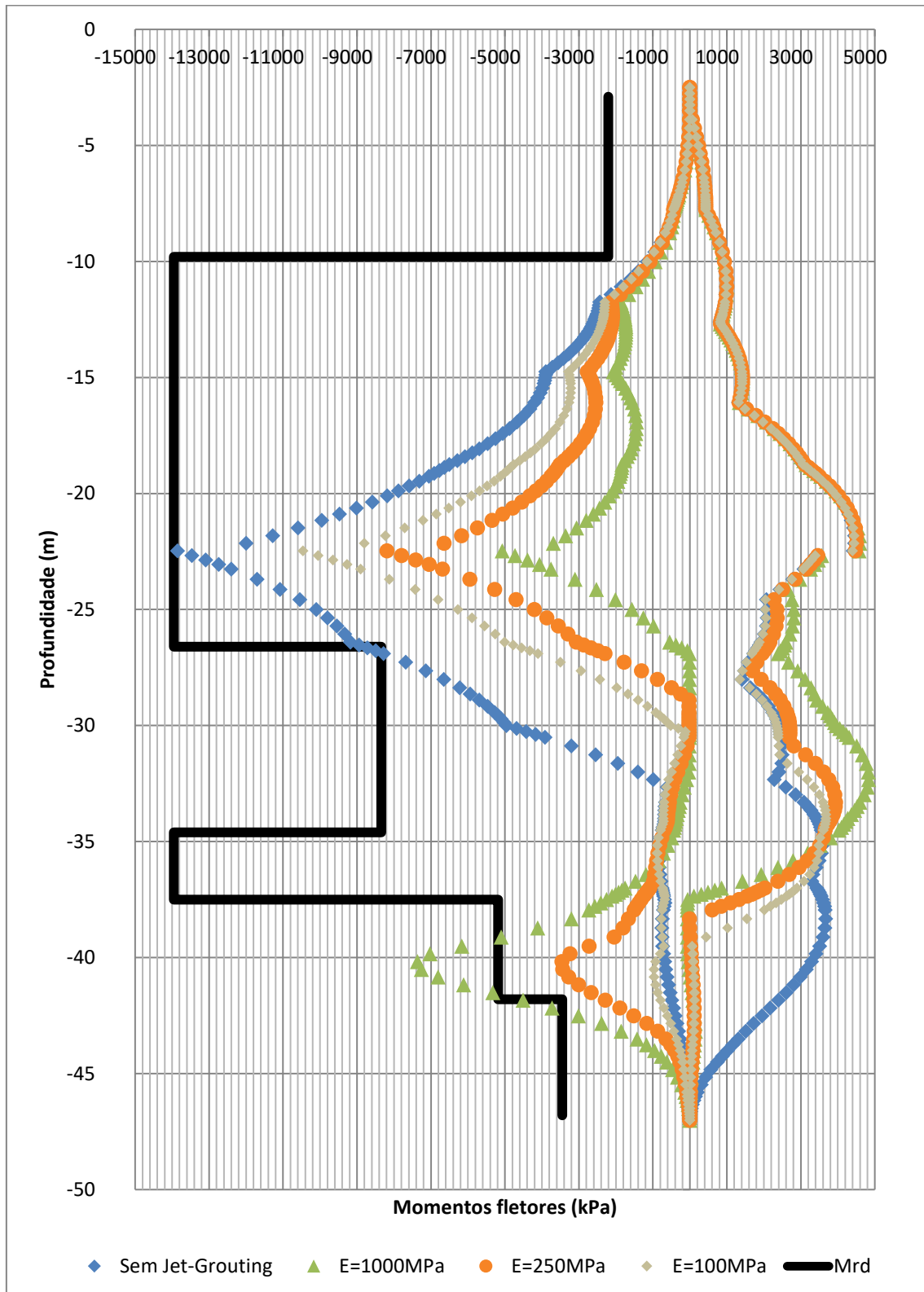


Figura 5.7 - Diagrama das envolventes de momentos fletores e envolvente de momentos resistentes

## 5.5. ESTUDO 2

### 5.5.1. APRESENTAÇÃO

O objetivo deste estudo foi perceber o efeito que a utilização de um modelo constitutivo que tenha em conta a evolução do estado de tensão ao longo do processo de carregamento pode ter nos resultados, utilizando um modelo constitutivo diferente no solo onde se vai realizar esse tratamento e que se encontra no fundo de escavação, tendo em vista que o solo (arenoso) que constitui o horizonte que vai suportar as paredes no fundo da escavação – tanto quanto é integralmente constituído pelo próprio solo natural, como quando este solo se situar entre as colunas dispostas numa malha com um determinado espaçamento. Em ambos os casos, será de esperar que o material terroso terá um comportamento não linear e com superfícies de plastificação com endurecimento, que vão sendo mobilizadas à medida que o estado de tensão se altera (espera-se um crescimento não negligenciável do estado de tensão médio nesse material que vai sendo comprimido lateralmente e aliviado verticalmente).

Para aliviar essa influência, compararam-se esforços (momentos fletores e transversos) nas paredes e os esforços axiais nas escoras, verificando-se se estes últimos eram menores que os esforços limites das escoras.

Os casos de estudo utilizados para comparação foram: o caso sem tratamento de *jet-grouting* utilizado no estudo anterior e um outro igual a este (ou seja, sem tratamento de fundo de escavação), diferindo apenas no modelo constitutivo usado para o solo onde vai ser realizado o tratamento (areias siltosas – “sables limoneuses”). O modelo constitutivo que foi usado no segundo caso foi o modelo *Hardening Soil* (manual do PLAXIS®), que vai permitir que este solo se deforme de forma mais incipiente numa fase inicial do carregamento (ou seja, quando a escavação está mais afastada do nível de travamento do fundo) e cresça nas fases mais avançadas do carregamento (ou seja, à medida que a escavação se aproxima da “laje” de fundo), aumentando a plastificação, mas também dando endurecimento por aumento do estado de tensão média. A rotura de cada ponto (na malha materializada pelos pontos de Gauss) far-se-á de forma mais progressiva, com maior distribuição de esforços entre os pontos mais carregados e outros menos. O modelo constitutivo adotado é descrito no ponto que se segue.

#### 5.5.1.1. Modelo *Hardening Soil*

O modelo *Hardening Soil* é um modelo elasto-plástico que admite uma lei tensão-deformação do tipo hiperbólico (não linear) e considera o critério de Mohr-Coulomb para a resistência (ou seja, rotura).

É um modelo mais avançado que o modelo elástico linear perfeitamente plástico pois tem uma superfície de cedência não fixa que pode expandir, correspondendo ao endurecimento do solo e dando origem a deformações plásticas com variação volumétrica. Traduz de uma forma mais realista o comportamento do solo em comparação com o modelo hiperbólico clássico por três razões: segue a Teoria da Plasticidade, introduz superfícies de cedência que crescem de acordo com uma lei de endurecimento que é função da dilatação do solo em apreço.

Este modelo admite a variação da rigidez com o nível de tensão, ou seja, o módulo de deformabilidade varia (diminui) com o aumento das deformações, acumulando deformações plásticas (irreversíveis).

O incremento total da deformação é composto por 2 parcelas, uma parcela elástica e outra plástica. A parcela elástica divide-se em 2 componentes: uma que traduz o efeito da tensão de desvio e outra que procura traduzir o efeito dos carregamentos isotrópicos.

A cada componente da parcela elástica corresponde uma superfície de cedência que conduz a uma região elástica fechada (Figura 5.9). Estas superfícies são designadas por superfície de cedência por tensão distorcional ou de corte (*shear yield surface*) e superfície de cedência por compressão (*cap*

yield surface). Ambas as envolventes do comportamento elástico (superfícies de cedência) quando representadas nas três tensões principais formam uma superfície de cedência em formato tridimensional (Figura 5.8).

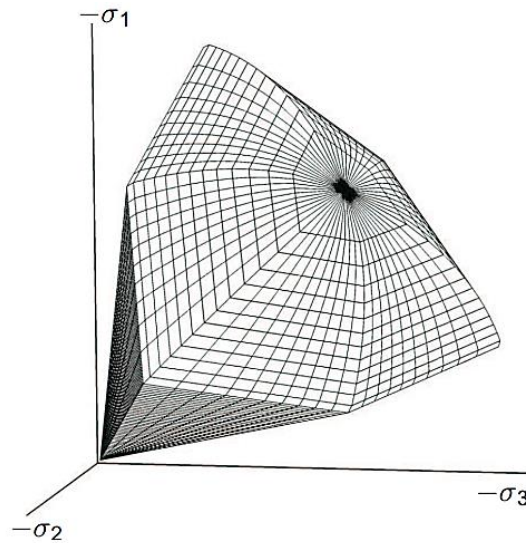


Figura 5.8 - Superfície de cedência tridimensional do modelo *Hardening Soil*

Quando há a evolução das duas superfícies de cedência no espaço das tensões, consideram-se dois tipos de endurecimento (isotrópicos, ou seja, a superfície aumenta de volume sem que o seu eixo se mova) (Figura 5.8):

- Endurecimento por corte – evolução das tensões até à envolvente de rotura definida pelo critério de Mohr-Coulomb (aumento das tensões de desvio ou distorcionais), controlada pelas deformações plásticas distorcionais ou de corte;
- Endurecimento por compressão – evolução das tensões resultantes de um carregamento isotrópico, controlada pelas deformações volumétricas e incluindo naturalmente a dilatância do solo.

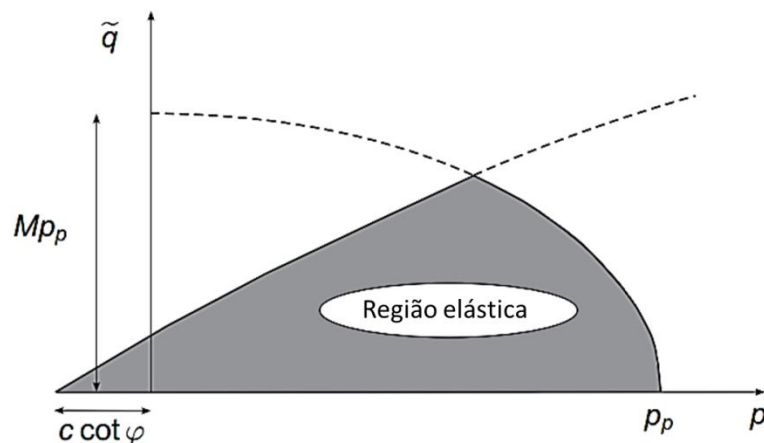


Figura 5.9 - Superfícies de cedência no espaço das tensões dos dois tipos de endurecimento

Quanto aos parâmetros que caracterizam este modelo, para além dos parâmetros de resistência usados no modelo elástico linear perfeitamente plástico, a coesão ( $c'$ ) e o ângulo de resistência ao corte ( $\phi'$ ), e o ângulo de dilatância ( $\psi$ ), ainda incluem os parâmetros de deformabilidade e outros, como o peso volumico e o coeficiente de impulso em repouso, que podem ser pré-definidos pelo programa.

“As funções de cedência e de potencial plástico utilizadas na determinação das deformações plásticas causadas por um incremento das tensões de desvio não são coincidentes. A primeira é função do módulo de deformabilidade descarga-recarga,  $E_{ur}^{ref}$ , e a segundo do módulo de deformabilidade,  $E_{50}$ , correspondente ao módulo secante definido para uma tensão de desvio igual a metade da tensão de desvio máxima, e do parâmetro  $R_f$ . A evolução da superfície de cedência no espaço das tensões, até à envolvente de rotura definida pelo critério de Mohr-Coulomb, é controlada pela chamada deformação de corte plástica, definida como sendo duas vezes a extensão máxima plástica. A característica principal desta função de cedência definida no *Hardening-Soil Model* é a de que ela reproduz a mesma lei hiperbólica, para a curva tensão-deformação de um ensaio triaxial clássico, que o modelo de Duncan e Chang (1970). Por sua vez a função potencial plástico é dependente do ângulo de dilatância,  $\psi$ .” (Rios Silva, 2008)

Os parâmetros de deformabilidade consistem em três módulos de deformabilidade para uma dada pressão de referência (que poderá ser definida pelo utilizador), o  $E_{50}^{ref}$ , o  $E_{oed}^{ref}$  e o  $E_{ur}^{ref}$  e por um parâmetro  $m$  que traduz a dependência (única) desses módulos com a tensão de confinamento. O valor  $E_{50}^{ref}$  é o módulo de deformabilidade no primeiro carregamento num ponto a 50% da carga de rotura (Figura 5.10a), enquanto o  $E_{oed}^{ref}$  consiste no módulo de deformabilidade volumétrico do solo no primeiro carregamento (Figura 5.10b), sendo obtido através do ensaio edométrico. O valor de  $E_{ur}^{ref}$  corresponde ao módulo de deformabilidade da segunda carga (rescarga) após ter sido efectuada uma descarga (Figura 5.10a). Como existem duas superfícies de cedência os módulos de deformabilidade  $E_{50}^{ref}$  e  $E_{oed}^{ref}$  são independentes, já que o primeiro controla a superfície de cedência por corte enquanto o segundo rege as deformações plásticas resultantes da superfície de cedência por compressão. A dependência de todos os módulos por um único parâmetro  $m$  pode não ser realista.

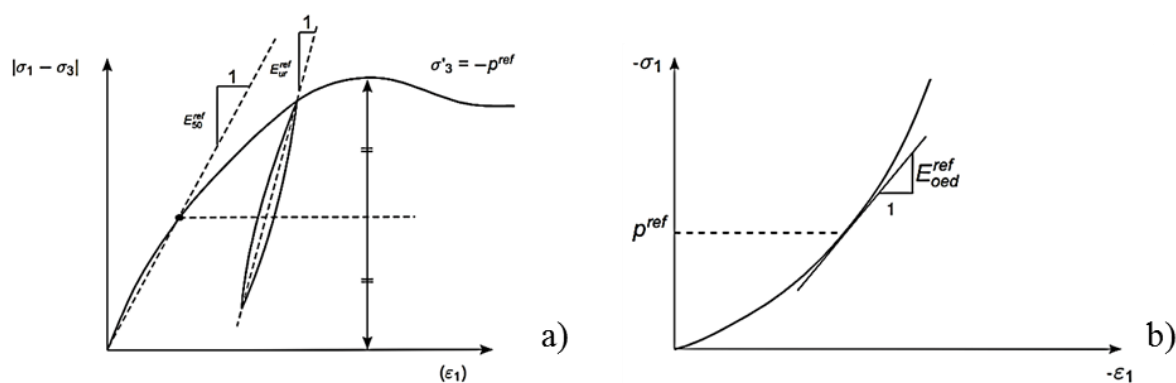


Figura 5.10 – Módulos de deformabilidade representados no espaço das tensões: a)  $E_{50}^{ref}$  e  $E_{ur}^{ref}$  e b)  $E_{oed}^{ref}$

Como já foi referido anteriormente neste capítulo, este modelo admite a variação da rigidez com o nível de tensão, o que faz com que os módulos sejam dependentes da tensão de confinamento ( $\sigma'_3$ ) e da pressão de referência considerada e são calculados de acordo com as expressões seguintes:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos\phi' - \sigma'_{t3} \cdot \sin\phi'}{c' \cdot \cos\phi' + p^{ref} \cdot \sin\phi'} \right)^m \quad (5.3)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos\phi' - \sigma'_{t3} \cdot \sin\phi'}{c' \cdot \cos\phi' + p^{ref} \cdot \sin\phi'} \right)^m \quad (5.4)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos\phi' - \sigma'_{t3} \cdot \sin\phi'}{c' \cdot \cos\phi' + p^{ref} \cdot \sin\phi'} \right)^m \quad (5.5)$$

Além dos parâmetros de deformabilidade existem outros como o coeficiente de *Poisson* para a recarga ( $\nu_{ur}$ , por defeito igual a 0,2, mas podendo naturalmente ser definido pelo utilizador, embora tenha alguma implicação com o estado de tensão de repouso), a pressão de confinamento de referência ( $p_{ref}$ , por defeito igual a 100kPa), o coeficiente de impulso em repouso normalmente consolidado ( $K_0^{nc}$ , por defeito igual a  $1 - \sin(\phi')$ ), o rácio da tensão de desvio na rotura ( $R_f = q_f/q_a$ , por defeito igual a 0,9 e  $q_f$  e  $q_a$  são definidos de acordo com a Figura 5.11) e a resistência à tração ( $\sigma_t$ , por defeito igual a 0).

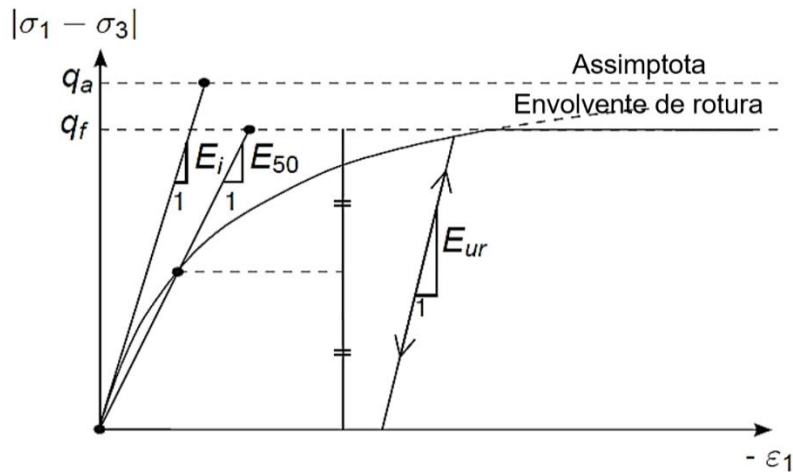


Figura 5.11 - Comportamento hiperbólico no primeiro carregamento no ensaio triaxial drenado

#### 5.5.1.2. Relação entre o módulo de deformabilidade de referência do *Hardening Soil* e o módulo de referência de Ménard

Como não foi possível ter acesso aos resultados parciais dos ensaios de laboratório para que se pudesse fazer esta análise paramétrica, foi necessário recorrer a outro tipo de ensaios para se estimar os parâmetros mais relevantes do *Hardening Soil* para o solo no fundo de escavação, que neste caso são o  $E_{50}^{ref}$  e o  $m$ , já que os módulos  $E_{oed}^{ref}$  e  $E_{ur}^{ref}$  se podem obter através de relações correntes com o  $E_{50}^{ref}$  ( $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$  e  $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ ). Para isso utilizou-se a relação entre o  $E_{50}^{ref}$  e o módulo de referência pressiométrico ( $E_M^{ref}$ ) segundo Guedes de Melo (2008).

Com o intuito de calibrar os modelos de comportamento de solos mais elaborados e com os resultados obtidos nos ensaios pressiométricos de Ménard (ensaios MP), Guedes de Melo (2008) propôs uma metodologia baseada no método dos elementos finitos, para a modelação numérica do mesmo ensaio. A metodologia foi aplicada na caracterização da formação miocénica “Areolas da Estefânia” e para a modelação do ensaio foram utilizados vários resultados de ensaios MP realizados em vários locais da cidade de Lisboa.

Depois de vários ajustes aos parâmetros que melhor permitem reproduzir o comportamento observado nos vários ensaios selecionados para o estudo, por cálculos numéricos, obteve um modelo representativo do ensaio MP. O autor citado, comparou ainda os resultados do modelo com os resultados do ensaio pressiométrico autoperfurador de Cambridge (ensaio SBPT, “*Cambridge Self-Boring Pressuremeter*”), tendo daí resultado a relação seguinte:

$$E_{50}^{ref} = 2,25E_M^{ref} \quad (5.6)$$

sendo  $E_M^{ref}$  o módulo de Ménard de referência (definido para uma tensão de 100kPa).

#### 5.5.1.3. Determinação dos parâmetros a usar no modelo *Hardening Soil* na camada de areias siltosas

Através dos resultados obtidos nos ensaios pressiométricos realizados nos arredores da zona onde vai ser executada a escavação, consideraram-se os módulos de Ménard referentes às profundidades entre o limite superior e inferior da camada de areia siltosa. Sabendo as profundidades e conhecendo o  $K_0$ , calcularam-se as tensões verticais efetivas e as tensões horizontais efetivas de repouso. Como os módulos utilizados no modelo *Hardening Soil* dependem da tensão de confinamento, admitiu-se  $\sigma'_3 = \sigma'_m$ , ou seja, a tensão de confinamento é igual à tensão efetiva média  $\left(\frac{\sigma'_{vo} + 2*\sigma'_{ho}}{3}\right)$ . Os valores das tensões e dos módulos de Ménard calculados apresentam-se no Quadro 5.3.

Para cada conjunto de pontos  $(E_M, \sigma'_3)$  traçou-se o gráfico ilustrado na Figura 5.12. Foram ignorados três pontos já que apresentavam valores discrepantes em relação aos restantes. Usando a função  $E_M = E_M^{ref} * \left(\frac{\sigma'_3}{p_{ref}}\right)^m$  determinou-se o  $E_M^{ref}$  e  $m$ , diversificando estas variáveis até encontrar a reta que mais se ajusta aos pontos. Esta função deriva da expressão utilizada no modelo *Hardening Soil* no PLAXIS®.

Quadro 5.3 - Tensões iniciais e módulo de deformabilidade de Ménard referentes às profundidades entre os limites superior e inferior da camada de areia siltosa

Número da sondagem	Profundidade (m)	$E_M$ (MPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_{h0}$ (kPa)	$\sigma'_m$ (kPa)
SP11	-36,0	58,378	750	483	572
	-40,5	296,839	810	519	616
	-49,5	44,656	911	580	690
	-54,0	59,823	961	610	727
SP12	-34,0	325,611	708	458	541
	-38,5	93,533	788	506	600
	-46,5	182,533	877	560	665
	-51,0	39,092	927	590	702
	-55,0	37,333	972	617	735

Para cada conjunto de pontos ( $E_M, \sigma'_3$ ) traçou-se o gráfico ilustrado na Figura 5.12. Foram ignorados três pontos já que apresentavam valores discrepantes em relação aos restantes. Usando a função  $E_M = E_M^{ref} * \left(\frac{\sigma'_3}{p_{ref}}\right)^m$  determinou-se o  $E_M^{ref}$  e  $m$ , diversificando estas variáveis até encontrar a reta que mais se ajusta aos pontos. Esta função deriva da expressão utilizada no modelo *Hardening Soil* no PLAXIS®.

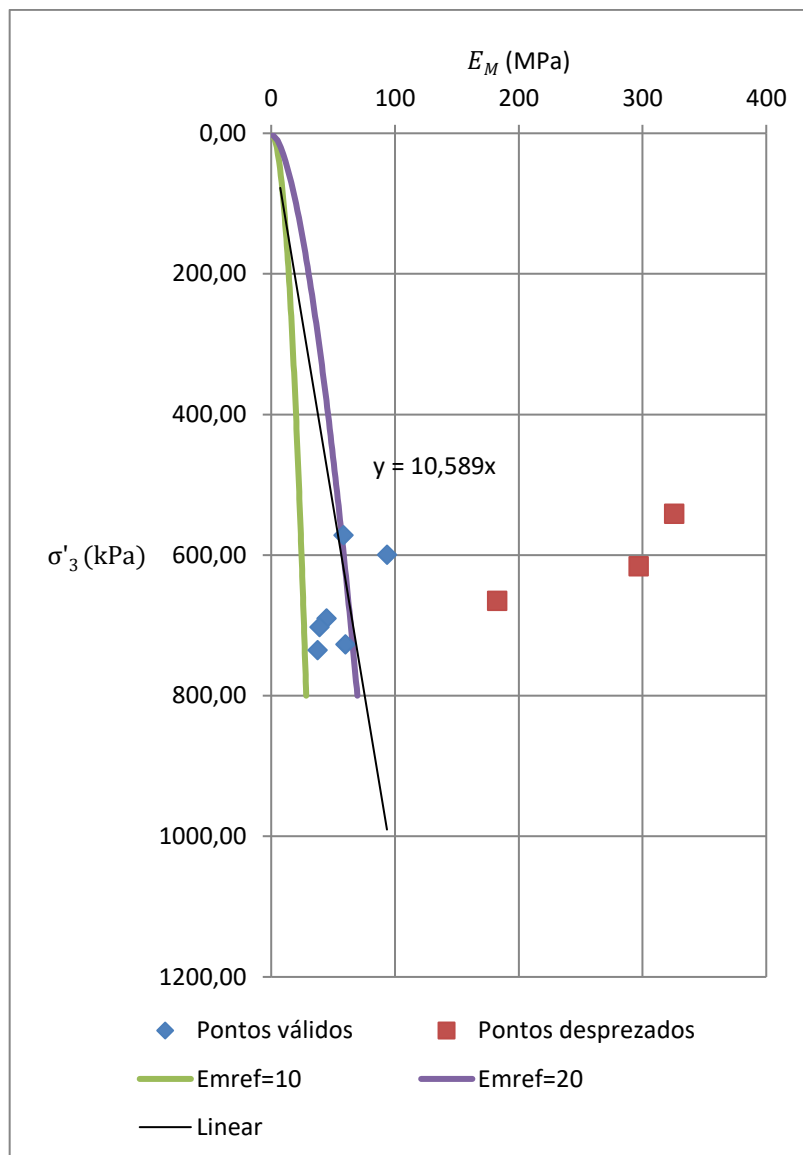


Figura 5.12 - Curva do módulo de deformabilidade de Ménard que melhor se ajusta aos pontos

Os valores estimados foram  $E_M^{ref} = 20MPa$  e  $m = 0,6$ , obtendo-se assim  $E_{50}^{ref} = 45MPa$ ,  $E_{oed}^{ref} = 45MPa$  e  $E_{ur}^{ref} = 135MPa$ .

Para além destes parâmetros também foi necessário determinar o  $K_0^{nc}$ . O  $K_0^{nc}$  não é uma simples função do coeficiente de *Poisson*, mas sim um parâmetro independente que terá que ser colocado no PLAXIS®. Este programa predefine o  $K_0^{nc}$  através da lei proposta por Jaky (1944),  $K_0^{nc} = 1 - \text{sen}(\phi)$ . Contudo, também é possível configurar esse valor mesmo não sendo exequível a utilização de todo o tipo de valores, isto é, para cada conjunto de  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  e  $\nu_{ur}$ , existe um certo intervalo para o valor de  $K_0^{nc}$  possível de introduzir no PLAXIS®, rejeitando aqueles que saiam fora desse intervalo.

Calculando o  $K_0^{nc}$  através da correlação escrita anteriormente o valor obtido foi de 0,43. No entanto, o valor de  $K_0$  típico de solos areno siltosos (de 0,6) tinha sido adotado aquando dos cálculos prévios, sendo este o valor utilizado para o  $K_0^{nc}$ . Através da expressão 5.14 é possível verificar que igualar o

$K_0^{nc}$  ao  $K_0$  do solo não é de todo errado, pois o OCR das areias siltosas é aproximadamente igual a 1, como se pode verificar através da Figura 5.13.

$$K_0 = K_0^{nc} \cdot OCR^{\sin \phi'} \quad (5.7)$$

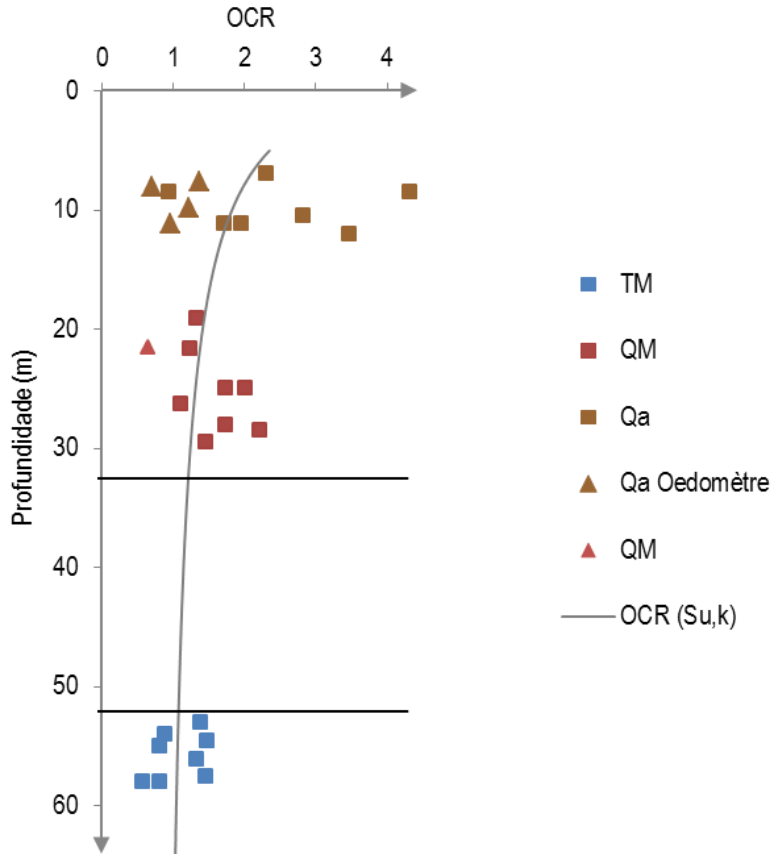


Figura 5.13 - Evolução em profundidade dos valores de OCR (documento de projeto em fase de elaboração – ensaio edométrico)

Como não foi possível verificar a calibração dos parâmetros no PLAXIS®, no caso em que se usa o modelo *Hardening Soil*, através da observação dos módulos de deformabilidade, porque não se sabe qual o módulo de deformabilidade que o programa apresenta, o que se fez a seguir foi simular numericamente ensaios triaxiais para o solo no programa. Realizaram-se três ensaios com pressões de confinamento ( $\sigma'_3$ ) diferentes:  $\sigma'_3 = 100kPa$ ,  $\sigma'_3 = 400kPa$  e  $\sigma'_3 = 520kPa$ . Para cada curva tensão-deformação resultante das três tensões efetivas de confinamento calculou-se o módulo de deformabilidade secante para 50% da carga de rotura e foi comparado com o valor de  $E_{50}$  obtido através da equação 5.8, que depende da curva obtida na Figura 5.12 para a pressão de confinamento respetiva.

$$E_{50} = 2,25 \cdot E_M \quad (5.8)$$

Nas Figuras 5.14, 5.15 e 5.16 apresentam-se as curvas tensão-extensão obtidas para cada tensão de confinamento, bem como a reta que define o módulo de deformabilidade.

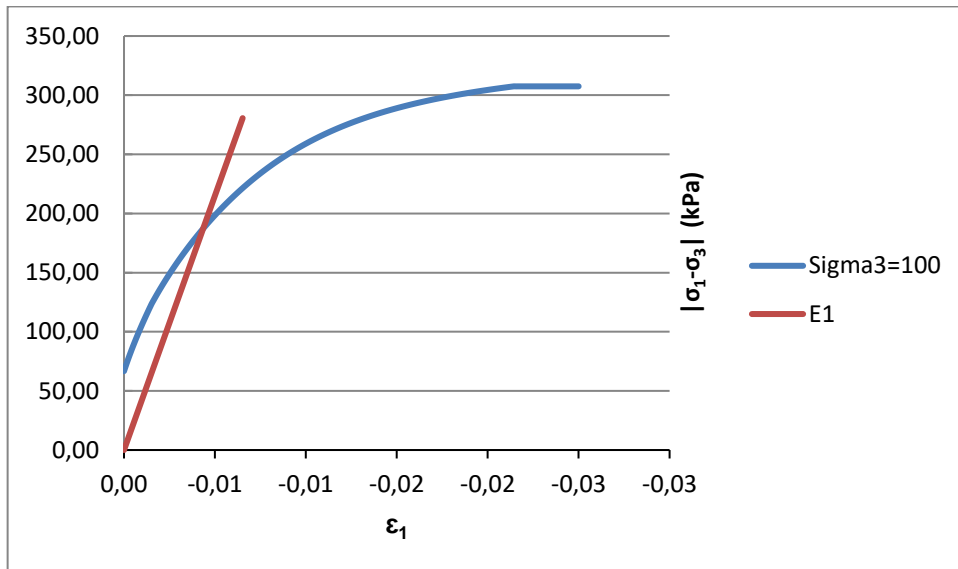


Figura 5.14 - Curva tensão-deformação para uma pressão de confinamento de 100kPa

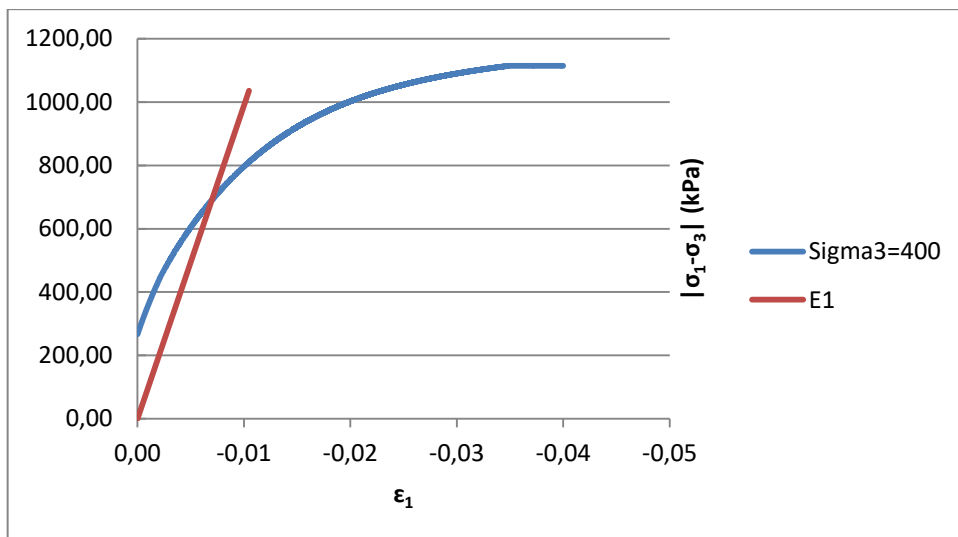


Figura 5.15 - Curva tensão-deformação para uma pressão de confinamento de 400kPa

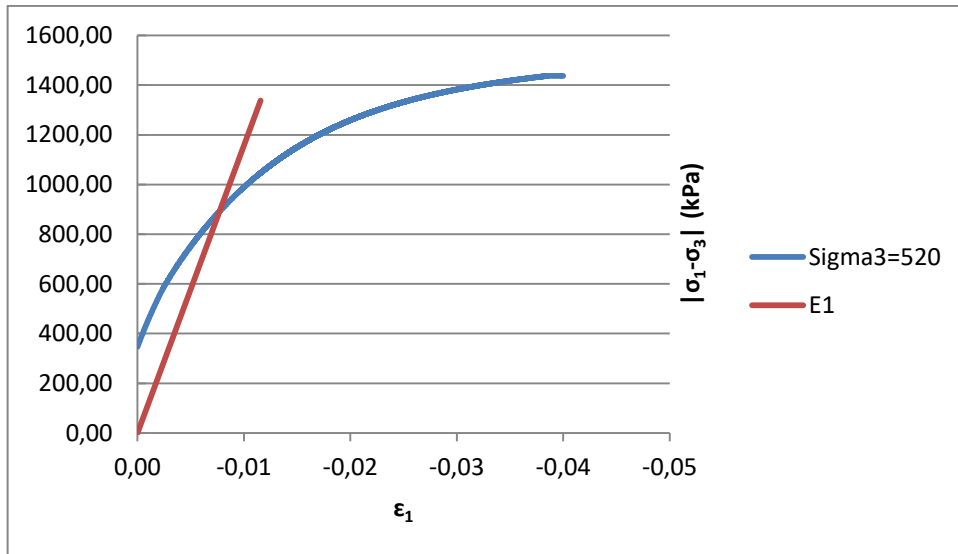


Figura 5.16 - Curva tensão-deformação para uma pressão de confinamento de 520kPa

No Quadro 5.8 resume-se os valores de  $E_{50}$  obtidos através da equação 5.8 e através dos ensaios e calculados com base nas curvas de tensão-deformação. A relação entre os valores obtidos através da equação e os obtidos através dos ensaios para a mesma tensão de confinamento foi muito próxima, concluindo-se que os parâmetros obtidos para o modelo *Hardening Soil* das areias siltosas foi bem calibrado.

Quadro 5.4 – Valores de  $E_{50}$  obtidos através da Equação 5.8 e através dos ensaios realizados no software de cálculo

$\sigma'_3$ (kPa)	$E_{50}$ (MPa)	
	Equação 5.8	Ensaio triaxiais realizados no software de cálculo
100	45	43
400	103	99
520	121	116

### 5.5.2.RESULTADOS

Nas Figuras 5.17 e 5.18 apresentam-se os momentos fletores e os esforços transversos para os dois casos: com o modelo de Mohr-Coulomb e com o modelo *Hardening Soil*; na Figura 5.19 apresenta-se a comparação dos deslocamentos dos dois casos referidos anteriormente e ainda a comparação dos deslocamentos para o caso com o modelo de *Hardening Soil* nas areias e os casos tratados no estudo anterior com tratamento de *jet-grouting*.

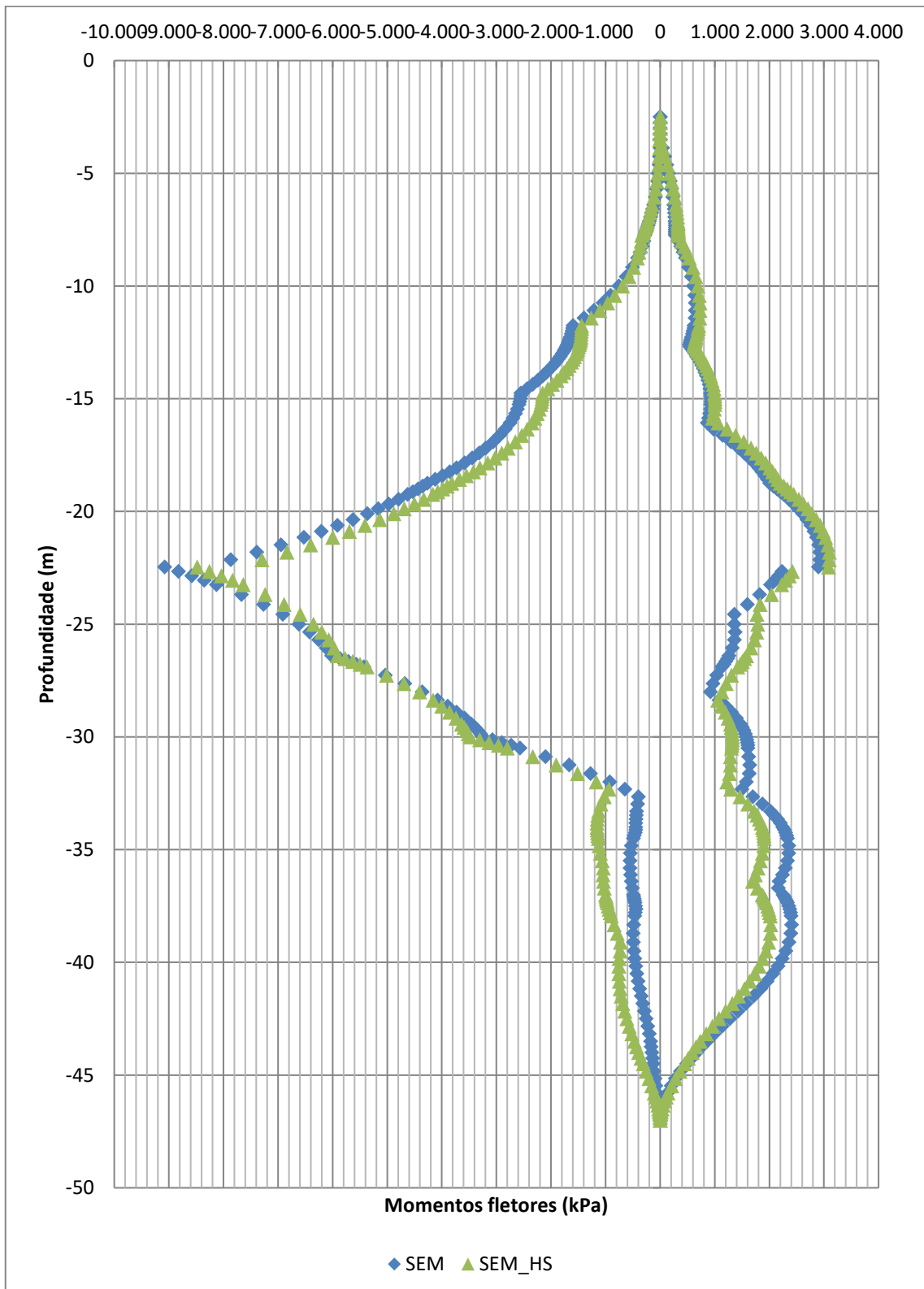


Figura 5.17 - Comparação das envolventes de momentos fletores dos casos sem tratamento para o modelo constitutivo das areias Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*

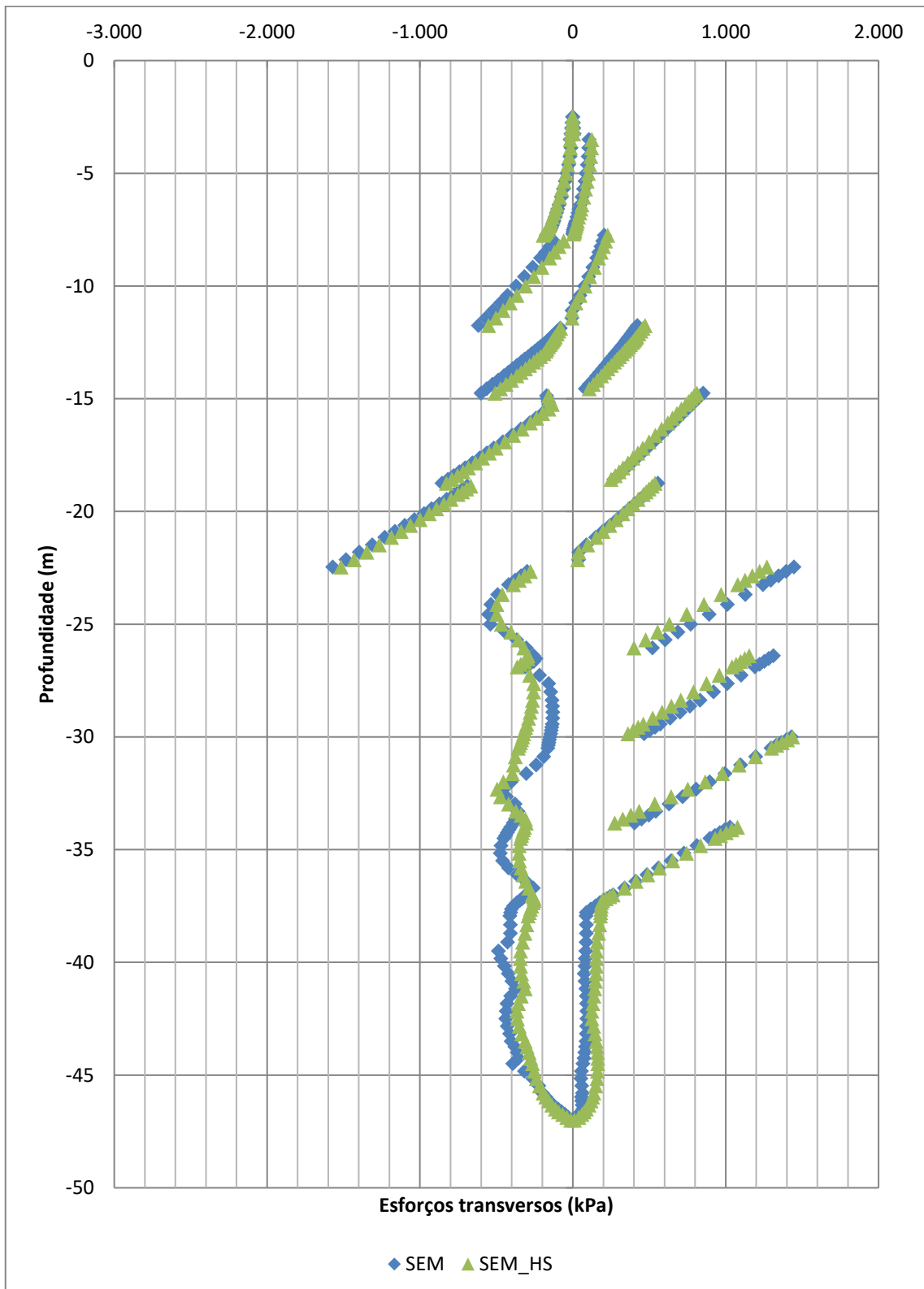


Figura 5.18 - Comparação das envolventes dos esforços transversos dos casos sem tratamento para o modelo constitutivo das areias Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*

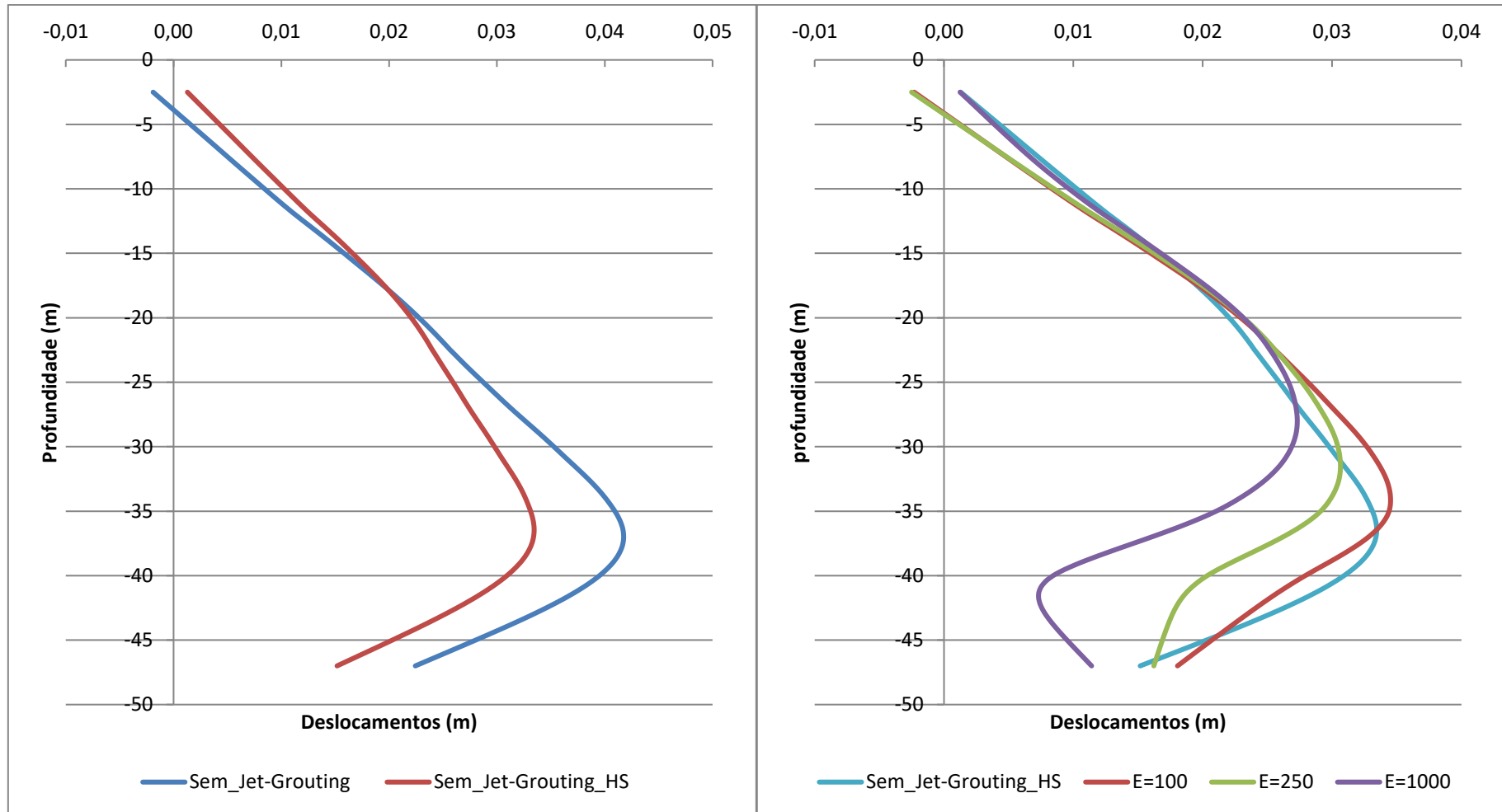


Figura 5.19 – Comparação das envolventes dos deslocamentos da parede entre os casos com o modelo de Mohr-Coulomb sem tratamento de fundo e com o modelo de *Hardening Soil* sem tratamento de fundo (esquerda) e entre os casos com o modelo de *Hardening Soil* sem tratamento de fundo e os casos com o modelo Mohr-Coulomb com tratamento de fundo de escavação

Através da observação do diagrama dos momentos fletores e do diagrama de esforços transversos é possível verificar que as diferenças entre os dois modelos a comparar são ligeiras, não se podendo tirar grandes conclusões destes diagramas. Ao observar os deslocamentos, verifica-se que estes são menores quando é utilizado o modelo constitutivo *Hardening Soil* nas areias do fundo de escavação, o que era expectável, pois é um modelo que traduz um comportamento do solo mais realista. O modelo *Hardening Soil* permite que haja a plastificação do solo, isto é, permite que o solo endureça progressivamente não entrando logo em rotura, como foi antes explicado mais em detalhe. Este fenómeno de endurecimento, no espaço das tensões, traduz-se na formação de sucessivas envolventes de cedência sempre que se chegue ao limite elástico, sendo a direção da evolução das tensões depende do ângulo de dilatância (lei de endurecimento).

Comparando os deslocamentos entre o caso sem tratamento com o modelo *Hardening Soil* e os casos com tratamento referidos no estudo anterior é possível verificar que os deslocamentos nos casos com tratamento são muito próximos dos deslocamentos verificados no caso em que se utiliza o modelo de *Hardening Soil*, podendo assim inferir-se que o uso de tratamento no fundo de escavação poderia ser dispensado. Esta decisão não depende só dos deslocamentos desenvolvidos, mas também como foi antes discutido, dos esforços axiais atuantes nas escoras para os dois casos deste estudo. No Quadro 5.5 apresentam-se os esforços axiais nas escoras e momentos fletores e esforços transversos para os casos com o modelo constitutivo das areias Mohr-Coulomb e com o *Hardening Soil*, bem como a referência se estes são superiores ou inferiores aos esforços axiais máximos nas escoras (Quadro 5.6) fornecidos pela CENOR®.

Quadro 5.5 - Esforços axiais nas escoras para os casos com o modelo constitutivo das areias Mohr-Coulomb e com o *Hardening Soil*

Escora	Tipo de escora	Y (m)	N <sub>máx</sub> (kN) MC	Inferior ou Superior	N <sub>máx</sub> (kN) HS	Inferior ou Superior
1ª Escora	2HEB500	-3,50	-793,66	Inferior	-979,68	Inferior
2ª Escora	2HEB500	-7,75	-2271,43	Inferior	-2450,81	Superior
3ª Escora	2*2HEB500	-11,75	-6368,86	Superior	-6430,43	Superior
4ª Escora	2*2HEB500	-14,75	-6613,52	Superior	-5855,96	Superior
5ª Escora	2*2HEB500	-18,75	-2680,24	Inferior	-2691,40	Inferior
6ª Escora	2*2HEB500	-26,40	-7984,01	Superior	-8036,33	Superior
7ª Escora	2*2HEB500	-30,00	-9103,23	Superior	-9956,16	Superior
8ª Escora	2*2HEB500	-34,00	-5356,78	Inferior	-6848,71	Superior

Quadro 5.6 - Esforços axiais máximos que podem atuar nas escoras, fornecido pela CENOR®

	2 escoras do topo	3 escoras do meio	3 escoras do fundo
	2HEB500	2*2HEB500	2*2HEB500
$N_{máx}$	-2400	-4800	-6400

Uma das razões que levou a usar o *jet-grouting* como um método de melhoramento do solo foi por causa dos elevados esforços concentrados na laje intermédia e porque os esforços aplicados às escoras durante a escavação eram mais elevados que os esforços que elas suportariam, como se pode verificar no Quadro 5.6.

A utilização do modelo *Hardening Soil* como modelo constitutivo da camada de areia acarreta diferenças significativas nos deslocamentos da parede que se admite serem mais realistas. Quanto aos esforços axiais nas escoras, verifica-se que estes são superiores aos do caso em que se utiliza o modelo de Mohr-Coulomb e por isso continuam a ser superiores aos esforços axiais máximos que podem atuar nas escoras. A conclusão deste estudo é que utilizando um modelo mais realista nas areias siltosas no fundo de escavação torna os deslocamentos aplicados à parede menores, mas é necessário na mesma utilizar um tratamento de fundo de escavação.

## 5.6. ESTUDO 3

### 5.6.1. APRESENTAÇÃO

Neste último estudo foram efetuados cálculos em 3D, utilizando o código correspondente do PLAXIS® disponível na CENOR®, fazendo variar os parâmetros, os modelos constitutivos, a malha e as dimensões das colunas de *jet-grouting*. Após obter os diagramas resultantes dos modelos, fez-se a comparação dos momentos fletores de um modelo base, com modelos onde se variam os parâmetros, ou os modelos constitutivos, ou a malha ou as dimensões das colunas de *jet-grouting*.

Para estimar os parâmetros a utilizar foi necessário consultar a bibliografia (Yoshida, 2012, Shibasaki, 2003 e Croce *et al.*, 2014) tendo-se verificado que os autores associam os valores do interceto coesivo (vulgo coesão), bem como o módulo de deformabilidade, com a resistência à compressão uniaxial ( $q_u$ ) obtida em ensaios sobre carotes representativos do material das colunas de jet. Constatou-se que a  $q_u$  do solo tratado em areias (o solo original com calda de cimento) varia entre os 3 e os 6MPa. A coesão corresponde a cerca de metade de  $q_u$  e para a determinação do módulo de deformabilidade foi utilizada a relação da expressão 4.5. O coeficiente  $\beta_E$  foi determinado com base na Figura 4.14, correspondendo ao declive da reta mais à esquerda e mais acima, sendo  $\beta_E = 400$ .

O modelo BASE corresponde a um modelo com tratamento de fundo de escavação com recurso a inclusões de colunas de *jet-grouting* espaçadas onde os solos têm um comportamento elástico perfeitamente plástico, com o critério de rotura de Mohr-Coulomb e com os parâmetros definidos no Quadro 3.2. As colunas de *jet-grouting* têm um comportamento elástico perfeitamente plástico e foi admitido o critério de rotura de Tresca.

Esta opção foi adotada por simplificação, após várias tentativas junto da “assistência” da PLAXIS® para esclarecer algumas dúvidas sobre o módulo que descobrimos estar incluído nas ferramentas do programa, considerando o critério de *Drucker-Prager*, que pelo estudo da bibliografia da especialidade (ex.: Croce *et al.*, 2014) seria mais ajustado ao material cimentado das colunas. Infelizmente, não

foram esclarecidas atempadamente algumas dúvidas pertinentes sobre os parâmetros de *input*, o que inviabilizou nesta fase essa opção de cálculo.

Assim, os parâmetros do material foram deduzidos de valores característicos de projeto para os carotes das colunas, com  $q_u = 3MPa$ , a que corresponde um  $c' = 1,5MPa$  e  $E = 1,2GPa$ ; e a resistência à tração ( $0,1q_u$ ) corresponde a  $f_t = 300kPa$ . Têm um diâmetro igual 1m e um comprimento igual a 4m, com uma malha de disposição em planta em quincôncio, com um espaçamento, de 1,75m.

No quadro 5.7 apresentam-se os modelos e as suas variações.

Na Figura 5.20 apresenta-se as cores das curvas correspondentes aos modelos.

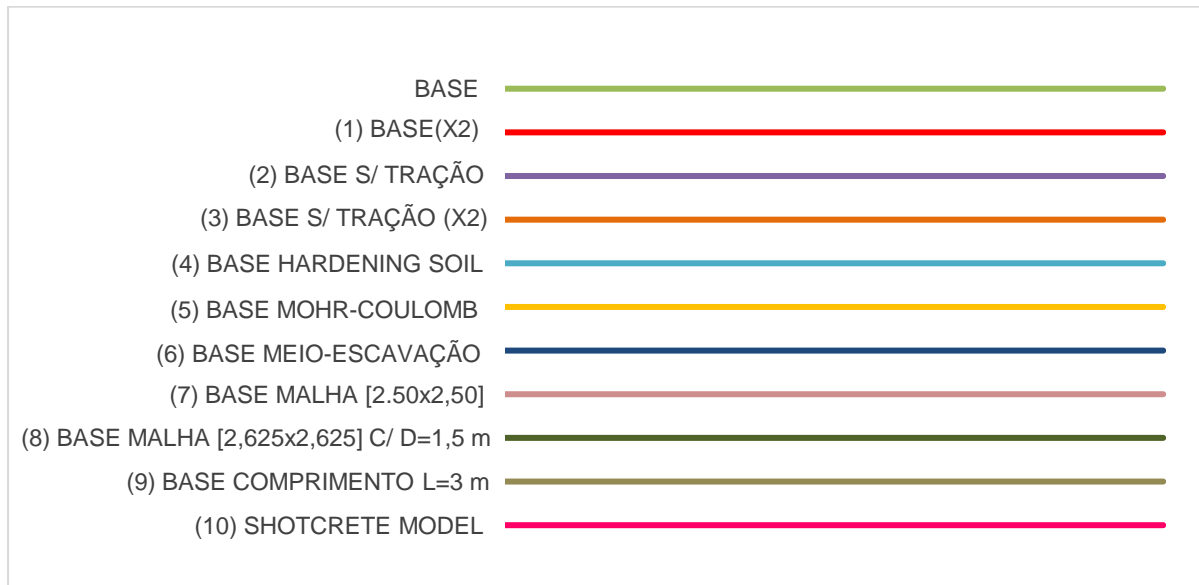


Figura 5.20 - Identificação dos modelos através das cores das curvas

Quadro 5.7 - Apresentação dos modelos de estudo

Modelos	Colunas					Modelo constitutivo					
	$q_u$ (MPa)	$c'$ (MPa)	$E'$ (GPa)	$f_t$ (kPa)	$\phi$ (°)	Malha	Diâmetro (m)	Espaçamento (m)	Comprimento (m)	Das colunas	Do solo a tratar
BASE	3	1,5	1,2	300							
BASE (X2)	6	3	2,4	600							
BASE S/TRAÇÃO	3	1,5	1,2	20							Mohr-Coulomb
BASE S/ TRACÃO (X2)	6	3	2,4	20	-					Tresca	
BASE HARDENING SOIL	3	1,5	1,2	300		Q U I	1	1,75			Hardening-Soil
BASE MOHR- COULOMB	3	1,5	1,2	300	40	N C Ô			4		Mohr-Coulomb
BASE MEIO- ESCAVAÇÃO <sup>1)</sup>	3	1,5	1,2	300							
BASE MALHA [2,50X2,50]	3	1,5	1,2	300		N C		2,50			
BASE MALHA [2,625X2,625] C/ D=1,50m	3	1,5	1,2	300		I O	1,5	2,625		Tresca	Mohr-Coulomb
BASE COMPRIMENTO L=3m	3	1,5	1,2	300			1	1,75	3		
SHOTCRETE MODEL	Parâmetros apresentados no Quadro 5.8								4	Shotcrete	

1) Instalação das colunas quando a escavação se encontra a meia profundidade da cota final

Quadro 5.8 - Parâmetros utilizados no modelo SHOTCRETE MODEL

Parâmetro	Valor estimado	Unidade
$E_{28}$	1	GPa
$\nu$	0,2	-
$f_{c,28}$	4,5	MPa
$f_{t,28}$	0,45	MPa
$\psi$	0	°
$E_1/E_{28}$	1	-
$f_{c,1}/f_{c,28}$	1	-
$f_{con}$	1,0	-
$f_{cfn}$	0,7	-
$f_{cun}$	0,15	-
$\varepsilon_{cp}^p$ (1h)	-0,03	-
$\varepsilon_{cp}^p$ (8h)	-0,0015	-
$\varepsilon_{cp}^p$ (24h)	-0,0012	-
$G_{c,28}$	10	kN/m
$f_{tun}$	0	-
$G_{t,28}$	0,01	kN/m
$L_{eq}$	0	m
$a$	20	m
$\phi_{máx}$	35	°
$\phi^{cr}$	2,5	-
$t_{50}^{cr}$	5	dias
$\varepsilon_{\infty}^{shr}$	-0,001	-
$t_{50}^{shr}$	28	dias
$\gamma_{fc}$	1,5	-
$\gamma_{ft}$	1,5	-
$t_{hydr}$	28	dias

Os parâmetros utilizados no modelo *Shotcrete* foram fornecidos pela CENOR®.

## 5.6.2.RESULTADOS

No Anexo 2 apresentam-se os diagramas dos momentos fletores e dos deslocamentos, onde se compara o modelo BASE com os modelos com as variações descritas no ponto anterior, bem como as envolventes dos diagramas e dos deslocamentos dos modelos em 2D que simulam as colunas de *jet-grouting* para  $E=100\text{MPa}$  e  $E=250\text{MPa}$ . A secção representada nos diagramas de momentos fletores e dos deslocamentos corresponde a uma média dos momentos fletores e dos deslocamentos verificados nas paredes moldadas longitudinalmente.

Observando os diagramas é possível verificar que a maior parte dos momentos calculados em 3D na zona da laje intermédia saem fora das envolventes obtidas em 2D. Quando se modelou a laje intermédia nos modelos em 2D inseriu-se a rigidez axial e a rigidez à flexão da laje, e foi calculada a altura da laje ( $d$ ) automaticamente pelo programa. Nos modelos em 3D os parâmetros que se inserem são o módulo de deformabilidade e a altura da laje ( $d$ ) e a altura que foi utilizada foi a altura obtida pelo programa no modelo em 2D.

No entanto, essa não é a verdadeira altura da laje, porque como a laje é aligeirada seria necessário calcular uma altura equivalente que resulta da ponderação entre a altura na zona da laje com seção retangular e a altura na zona aligeirada.

Como nos modelos em 3D foi usada a altura da laje obtida pelo programa nos modelos em 2D, a laje intermédia é mais rígida nos modelos em 3D, suportando mais esforços que nos modelos em 2D.

- (1) Na comparação dos modelos BASE e BASE (X2) nota-se uma ligeira diferença nos momentos e nos deslocamentos da parede. No modelo BASE (X2) os parâmetros de resistência e rigidez e a resistência à tração das colunas são o dobro dos do modelo BASE, ou seja, no primeiro modelo as colunas têm uma maior rigidez e resistem mais aos esforços de tração. Por isso nota-se que os deslocamentos do primeiro modelo são menores que os do modelo BASE e os momentos na zona do tratamento são maiores para o modelo BASE (X2), pois conseguem suportar mais esforços que o modelo BASE, e consequentemente os momentos na zona da laje intermédia são menores no modelo BASE (X2). Os momentos aplicados à parede são distribuídos pelos “apoios” da parede, que correspondem às zonas mais rígidas, que neste caso são a laje intermédia e a zona onde se localizam as colunas.
- (2) Nos modelos BASE e BASE S/TRAÇÃO o modelo constitutivo das colunas de *jet-grouting* é o modelo elástico perfeitamente plástico, o que significa que quando é atingida a resistência máxima à tração e à compressão esta mantém-se à medida que as deformações aumentam. Na realidade não é isso que acontece com as colunas, quando estas chegam à rotura deixam de mobilizar resistência à tração passando a ser nula. Por isso é que se vai comparar estes dois modelos, com os mesmos parâmetros de resistência e rigidez, mas um com uma resistência à tração igual a  $300\text{kPa}$  e outro com  $20\text{kPa}$ , para se tentar simular o que acontece à coluna depois desta chegar à rotura. Da comparação destes dois modelos verificou-se que os deslocamentos são maiores no modelo BASE S/TRAÇÃO, pois como resiste menos à tração não consegue suportar tantos esforços, deformando mais o solo naquela zona. Em relação ao diagrama de momentos, no modelo BASE S/TRAÇÃO os momentos são menores na zona do tratamento comparado com o modelo BASE, validando o que foi dito anteriormente. Consequentemente os momentos na zona da laje intermédia são maiores, porque há a distribuição dos esforços aplicados à parede para as zonas mais rígidas.

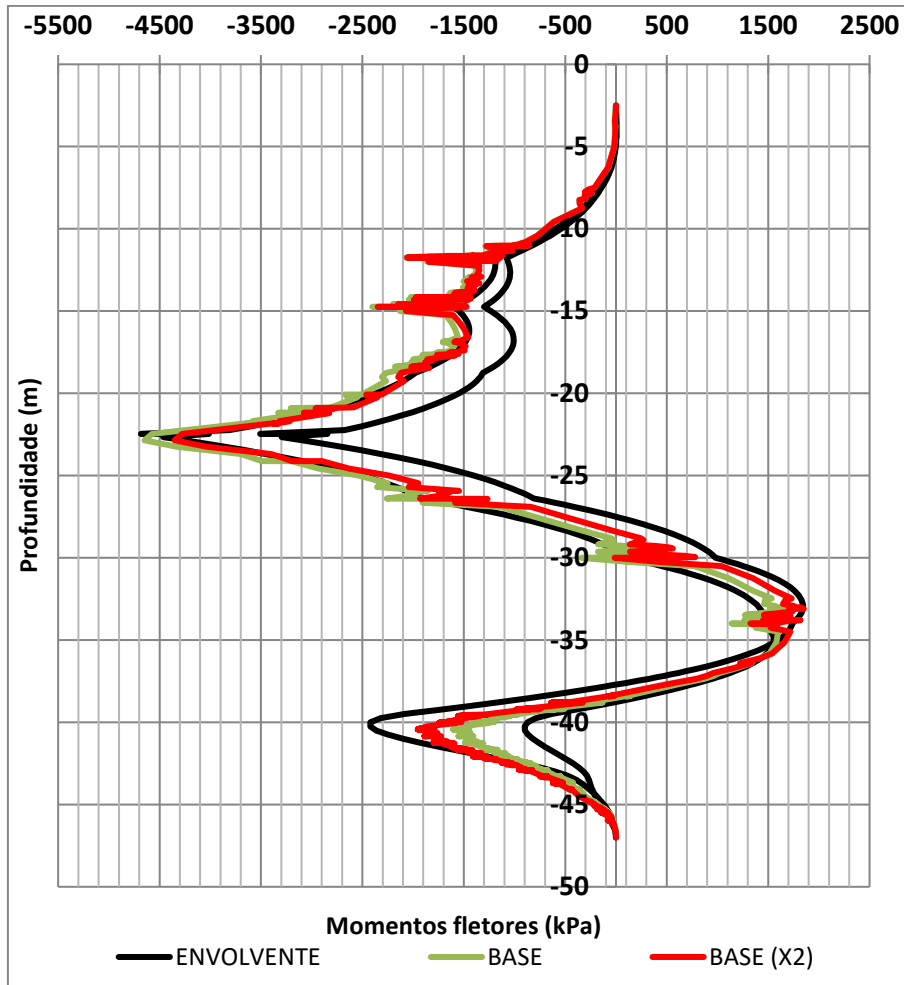


Figura 5.21 - Comparação dos momentos do modelo BASE ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 300 \text{ kPa}$ ) com o modelo BASE (X2) ( $q_u = 6 \text{ MPa}$ ;  $c' = 3 \text{ MPa}$ ;  $E = 2,4 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 600 \text{ kPa}$ )

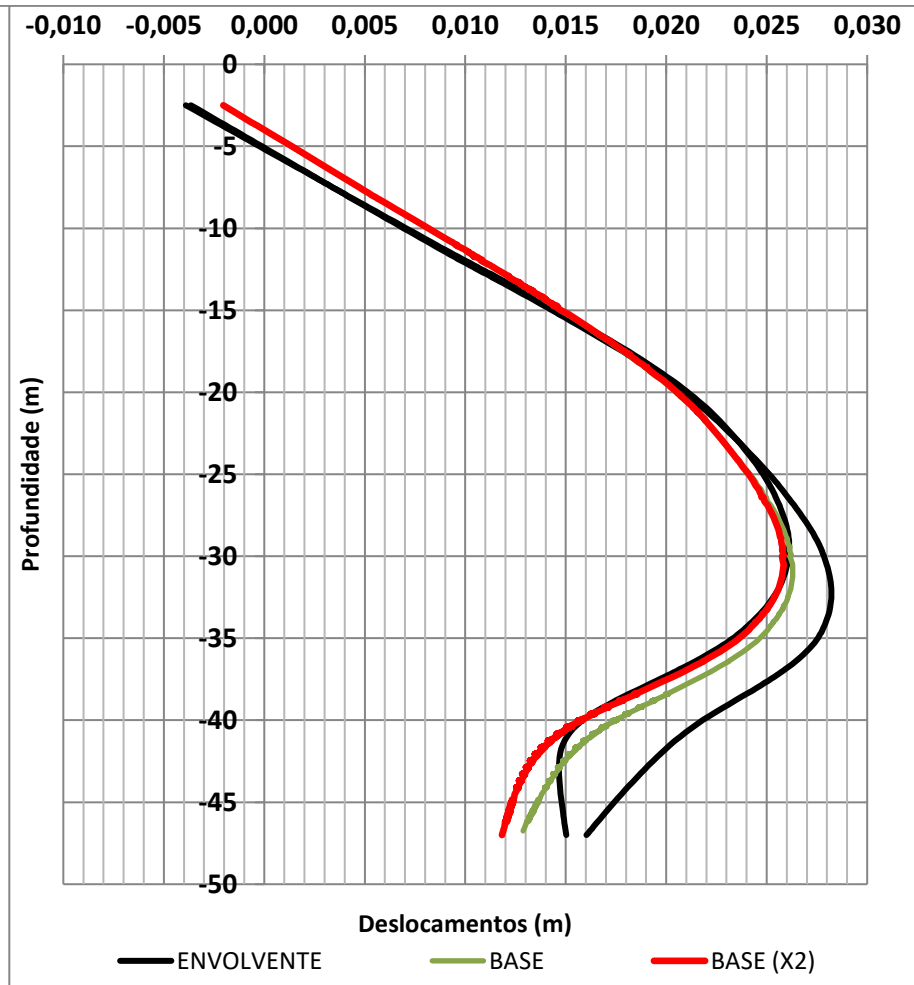


Figura 5.22 - Comparação dos deslocamentos do modelo BASE ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 300 \text{ kPa}$ ) com o modelo BASE (X2) ( $q_u = 6 \text{ MPa}$ ;  $c' = 3 \text{ MPa}$ ;  $E = 2,4 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 600 \text{ kPa}$ )

- (3) A diferença entre os modelos BASE S/TRAÇÃO e BASE S/TRAÇÃO (X2) consiste no aumento dos parâmetros de resistência e rigidez, mantendo a resistência à tração igual a 20kPa. Ao observar os diagramas de momentos fletores e de deslocamentos verifica-se que não existe grande diferença entre os dois modelos. A conclusão que se tira é que alterar os parâmetros de resistência e rigidez das colunas não se traduz em grandes mudanças, sendo determinante pela maior importância deste fator modelar realisticamente a resistência à tração das colunas e, idealmente, implementar um modelo que permita anular esta tensão máxima de tração, quando atingida, admitindo que as mesmas desenvolvem fissuração/fraturação.
- (4) À medida que se vai escavando a parede vai-se deslocando para o interior da escavação, rodando em torno do apoio na laje intermédia a partir do momento que esta é construída. Quando é usado o modelo *Hardening Soil* na camada de solo ao nível do tratamento de *jet-grouting*, à medida que a escavação prossegue o solo vai endurecendo (a tensão efetiva média sobe e, assim mesmo, a rigidez e a resistência), recebendo maiores cargas em regime elasto-plástico, tendo como consequência que a parede não se deforma tanto e assim flete (roda) mesmo em torno da laje intermédia. Pelo contrário, quando é usado o critério de rotura Mohr-Coulomb, após o solo romper, a redistribuição de esforços é muito mais reduzida, conduzindo a um agravamento da flexão da parede (rodando em torno da laje intermédia) o que é conservativo em termos de projeto, mas irrealista. No modelo BASE HARDENING SOIL os deslocamentos acima da laje intermédia não foram totalmente recuperados, sendo maiores que no modelo BASE, mas abaixo da laje intermédia são menores, porque devido ao endurecimento do solo a parede flete menos (roda menos em torno desse apoio). Quanto aos momentos, estes são maiores até à laje intermédia para o modelo BASE HARDENING SOIL, porque, como se disse, os momentos não foram totalmente recuperados.
- (5) Alterar o critério de rotura das colunas de “tipo Tresca” para “tipo Mohr-Coulomb” não teve significado algum nos diagramas de momentos fletores e dos deslocamentos dos modelos BASE e BASE MOHR-COULOMB. O que muda de um critério de rotura para o outro é a inclinação da envolvente de rotura, que só tem efeito na compressão, não havendo alterações significativas ao nível da tração, que é um parâmetro decisivo neste mecanismo de transferência de carga, sendo semelhantes os momentos fletores e os deslocamentos nos resultados dos dois modelos.
- (6) Em relação ao faseamento de execução do tratamento com *jet-grouting* na zona que materializará “laje de fundo”, ser antes do início da escavação ou quando esta se situa a meia profundidade da cota final, constata-se o seguinte. Quando mais tarde forem ativadas as colunas, maior serão os deslocamentos. No modelo BASE MEIO-ESCAVAÇÃO enquanto não é colocado o tratamento de fundo de escavação o solo vai sofrendo deformações, fazendo com que a parede se vá deslocando para o interior da escavação. Depois de serem instaladas as colunas, estas vão suportar menos esforços na zona do tratamento, porque o solo já sofreu alterações no campo de tensões e, por isso, os momentos nesta zona vão ser menores que no modelo BASE, e naturalmente os momentos na laje intermédia vão ser maiores. Os deslocamentos são maiores no modelo BASE MEIO-ESCAVAÇÃO, porque, mesmo que os deslocamentos após a instalação das colunas sejam menores, ocorreram previamente deslocamentos significativos da parede.
- (7) Quanto maior for o espaçamento entre colunas, mantendo o diâmetro, maior é área de solo não tratado entre as colunas e menor será a força descendente provocada pelas colunas ao solo que lhe confere um certo confinamento. O efeito que as colunas proporcionam ao solo é perdido à medida que o espaçamento entre elas aumenta. Por esta razão, os deslocamentos são maiores

no modelo BASE MALHA [2,50x2,50], devido à maior deformação do solo e os momentos ao nível do tratamento de fundo de escavação são menores, e assim maiores na laje intermédia, pois as colunas suportam muito menos esforços devido ao elevado espaçamento entre elas.

- (8) O modelo BASE MALHA [2,625x2,625] C/ D=1,50m serviu para se perceber o efeito do aumento do diâmetro das colunas, mas para isso teve que se aumentar o espaçamento entre elas, para a percentagem de tratamento ser igual. Através da observação dos diagramas de momentos fletores e dos deslocamentos, quando se compara o modelo BASE com o modelo BASE MALHA [2,625x2,625] C/ D=1,50m. é possível verificar que não há grandes diferenças entre os dois modelos, porque ao aumentar o diâmetro foi aumentado o espaçamento entre as colunas, fazendo com que esses aumentos tenham sido proporcionais, mas se tenha mantido a percentagem de volume de solo tratado. A conclusão que se retira é aparentemente, com estes modelos, parece não ser importante o aumento do diâmetro, mas sim o volume relativo de solo tratado.
- (9) Ao diminuir o comprimento das colunas, é diminuído o volume de solo tratado e as tensões aplicadas às colunas vão ser maiores, fazendo com que no modelo BASE COMPRIMENTO L=3m os momentos sejam menores ao nível do tratamento de fundo de escavação e maiores na laje intermédia, comparando com o modelo BASE. Por isso, os deslocamentos também vão ser maiores para o modelo com o comprimento menor.
- (10) O modelo constitutivo *Shotcrete* da PLAXIS® permite modelar as colunas para que estas tenham um comportamento mais realista. Este modelo permite que as colunas quando chegam à rotura por extensão, isto é, quando atingem a resistência máxima à tração, passem a ter uma resistência à tração nula, deixando de mobilizar esta resistência. Desta maneira, é possível verificar que os momentos fletores e os deslocamentos no SHOTCRETE MODEL são muito parecidos aos momentos fletores e aos deslocamentos verificados no modelo BASE S/TRAÇÃO. Como no modelo BASE S/TRAÇÃO a resistência à tração residual é de 20kPa, faz com que os deslocamentos sejam ligeiramente inferiores ao do SHOTCRETE MODEL e nos momentos ao nível do tratamento de fundo de escavação seja ligeiramente maior, porque ainda suporta algum esforço, enquanto no SHOCRETE MODEL a partir do momento que as colunas rompem não mobilizam mais esforços.

Todos os deslocamentos verificados nos modelos apresentados são da ordem de 0,08%H, sendo H a altura ou profundidade da escavação à superfície. Comparando estes deslocamentos com os apresentados no Capítulo 2, para cortinas de contenção construídas em *Top-Down* os deslocamentos variam entre 0,1%H e 0,55%H e para paredes moldadas os valores dos deslocamentos verificados variam entre 0,11%H e 0,30%H, constatando-se que os valores dos deslocamentos obtidos neste projeto que considera este tratamento adicional, serão previsivelmente muito menores que os registados noutros projetos. Contudo a comparação dos deslocamentos está a ser realizada entre deslocamentos medidos no software e entre deslocamentos verificados em obra, o que não é uma comparação correta.

Admite-se que esta diferença de valores poder-se-á dever ao facto de os procedimentos de construção adotados terem o benefício de um apoio intermédio mais rígido e a materialização de um apoio (laje se solo tratado total ou parcialmente com *jet-grouting*) no fundo da escavação, mas também pelas características estruturais da própria parede moldada serem distintas de muitos desses casos de obra.



# 6

## CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação procurou estudar uma aplicação prática de uma solução menos corrente de tratamento do fundo de escavação, a qual recorre a uma solução de tratamento com recurso a inclusões discretas de colunas de *jet-grouting* em substituição de tratamentos integrais do tipo laje correntemente utilizadas.

As principais conclusões extraídas de cada um dos capítulos são as que se enunciam em seguida.

No capítulo 2 é apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre o comportamento de escavações profundas, nomeadamente os fatores que influenciam os movimentos do solo, a estabilidade do fundo de escavação e os valores típicos de deslocamentos da parede de contenção e dos assentamentos superficiais. Com a evolução das técnicas de construção verifica-se que os deslocamentos das paredes e conseqüentemente os assentamentos superficiais cada vez são menores. Por último são referidas algumas formas de controlo de deformação e no caso prático estudado neste trabalho são controladas as deformações dentro de limites aceitáveis através da tecnologia *jet-grouting*, e são apresentadas as técnicas de melhoria de solo *Deep soil mixing* e *Compaction grouting*.

No capítulo 3 é feita uma apresentação geral do caso prático onde se vai aplicar o tratamento de fundo de escavação, a Estação *Pôle Universitaire* do Metro de Argel. Esta obra consiste numa escavação muito profunda (aproximadamente 38m) em solos com características fracas, sendo necessário um tratamento de fundo de escavação que consiga suportar as pressões da parede devido ao desconfinamento lateral e as pressões que vêm de baixo e que provocam o levantamento do fundo de escavação. Como se verificou, o tratamento com uma laje integral de *jet-grouting* (solução correntemente usada) aumenta os esforços aplicados na zona de tratamento, sendo impossível de colocar armadura. Foi necessário optar por uma solução que fosse menos rígida que a laje de *jet-grouting*, mas que conseguisse suportar lateral e verticalmente a escavação, sendo essa solução a inclusão de colunas discretas de *jet-grouting*.

O Capítulo 4 resume os principais aspetos da tecnologia *jet-grouting*. Deste capítulo é importante destacar os modelos constitutivos a utilizar para as colunas de *jet-grouting*. As colunas espaçadas de *jet-grouting* irão estar a maior parte do tempo sujeitas a esforços de tração, sendo necessário um modelo constitutivo que consiga representar o comportamento das colunas nesse aspeto. O modelo *Drucker-Prager* é o modelo mais representativo da realidade, associando-lhe o “*cut-off*”, ou seja, atingida a resistência máxima à tração as colunas deixam de mobilizar resistência.

A análise dos resultados obtidos nos três estudos (capítulo 5) permitiu retirar as seguintes conclusões:

- A calibração dos parâmetros, nomeadamente o módulo de deformabilidade, realizada no modelo em 2D foi bem feita, porque nos modelos em 3D os diagramas de momentos e de deslocamentos ficam geralmente dentro das envolventes;
- De todos os modelos apresentados no Estudo 3, os modelos que apresentam melhores resultados em termos de momentos fletores na zona de tratamento são os modelos BASE S/TRAÇÃO e o SHOTCRETE MODEL, porque representam melhor as colunas à tração, apesar de os momentos na laje intermédia serem piores que no modelo BASE. Em termos de deslocamentos estes modelos apresentam valores superiores aos do modelo BASE;
- Todos os deslocamentos verificados nos modelos apresentados são da ordem de 0,08%H, sendo H a altura ou profundidade da escavação à superfície. Comparando estes deslocamentos com os apresentados no Capítulo 2, para cortinas de contenção construídas em *Top-Down* os deslocamentos variam entre 0,1%H e 0,55%H e para paredes moldadas os valores dos deslocamentos verificados variam entre 0,11%H e 0,30%H, constatando-se que os valores dos deslocamentos obtidos neste projeto que considera este tratamento adicional, serão previsivelmente muito menores que os registados noutros projetos. Admite-se que esta diferença de valores está associada ao facto de se estar a comparar deslocamentos medidos no software de cálculo e deslocamentos verificados em obra, mas também poder-se-á dever ao facto de os procedimentos de construção adotados terem o benefício de um apoio intermédio mais rígido e a materialização de um apoio (laje se solo tratado total ou parcialmente com *jet-grouting*) no fundo da escavação, mas também pelas características estruturais da própria parede moldada serem distintas de muitos desses casos de obra.

O objetivo da dissertação não foi alcançado, mas apresenta-se de seguida o desenvolvimento que este trabalho teria se houvesse mais tempo para o realizar.

O passo seguinte seria tentar converter os parâmetros utilizados em três dimensões para um modelo em duas dimensões.

O objetivo final deste trabalho consistia na conversão dos parâmetros utilizados em 3D, que se traduziam em esforços e deslocamentos aplicados à parede mais controlados e admissíveis, para parâmetros a utilizar num modelo em 2D. Basicamente, seria determinar parâmetros equivalentes para uma camada na zona passiva com o mesmo comprimento das colunas e esta camada seria uma homogeneização do solo tratado com o solo não tratado (colunas de *jet-grouting*). Para tal existem duas formas de fazer essa conversão: a primeira consiste na comparação dos esforços e da evolução do estado de tensão na ficha das paredes moldadas no modelo em 3D e no modelo em 2D. Para isso são escolhidos vários pontos na zona da ficha, tanto dentro da escavação como fora, e obtém-se a evolução do estado de tensão desses pontos no modelo em 3D. De seguida e através de um processo iterativo, determinar os parâmetros a utilizar no modelo em 2D, para a zona onde se vão localizar as colunas de *jet-grouting*, de forma que para os mesmos pontos se verifique uma evolução do estado de tensão muito semelhante ao do modelo em 3D.

A outra forma de fazer essa conversão é através do método EMS (Equivalent material simulation), onde a simulação do melhoramento do solo com colunas de *jet-grouting* é feita tratando o conjunto do solo tratado e do solo não tratado como um material compósito, com determinadas características (Dias Pereira, 2008). A estimativa para classificar o material compósito é feita através da equação seguinte:

$$P_{eq} = P_g \cdot I_r^m + P_c \cdot (1 - I_r^m) \quad (6.1)$$

em que:  $P_{eq}$  representa o parâmetro equivalente para o material compósito, por exemplo  $E_u$ ,  $c_u$  ou  $v$ ;  $P_g$  é o parâmetro do solo tratado;  $P_c$  é o parâmetro do solo não tratado;  $I_r$  representa o índice de melhoria dado pela equação (6.2); e  $m$  é um indicador para o material equivalente.

$$I_r(\%) = \frac{\pi \cdot D^2 / 4}{X^2} \quad (6.2)$$

onde  $X$  representa o espaçamento entre colunas e  $D$  o diâmetro das mesmas.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bjerrum, L., Eide, O. (1956). *Stability of Struttred Excavations in clay*. Géotechnique, Vol. 6, pp. 32-47, Thomas Telford Ltd, Londres.
- Bruce, D. A., Bruce, M. E. C. (2002). *The Practitioner's Guide to Deep Mixing*. Proc. 3rd Internattional Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment, ASCE.
- Burland, J. B. *et al.* (1979). *Movements around excavations in London clay*. Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, pp. 12-29, British Geotechincal Society, Londres.
- Carreto, J. (2000). *Jet grouting. Uma técnica em desenvolvimento*. VII Congresso nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- Clough, G. W., Davidson, R. R. (1977). *Effects of construction on geotechnical performance*. Proc. 9th Int. Conf. S.M.F.E., pp. 15-53, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.
- Clough, G. W., O'Rourke, T. D. (1990). *Construction induced movements of in situ walls*. Design and Performance of Earth Retaining Structures. Geotechnical Special Publication N.25, ASCE, pp-471-478, Edited by P. C. Lambe and L. A. Hansen, New York.
- Commend, S., Obrzud, R., Geiser, F. (2011). *Two-dimensional FE analysis on the influence of jet grouting on displacements around a tunnel*.
- Costa Mateus, R. (2010). *Escavações Multi-Escoradas em Solos Moles incorporando Laje de Fundo de Jet-Grout e Pré-esforço nas Escoras*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Croce, P., Flora, A. (2001). *Analysis of single fluid jet-grouting. Closure to discussion*. Géotechnique 51(10), pp. 905-906.
- Croce, P., Flora, A., Modoni, G. (2014). *Jet Grouting Technology, Design and Control*. Taylor & Francis Group, LLC, Boca Raton.
- Dias Pereira, C. (2008). *Aplicação de Jet-Grouting em Escavações Profundas em Solos Moles*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Falcão, J., Pinto, A., Pinto, F. (2000). *Casos práticos de jet-grouting vertical*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- Farmer, W., Attewell, P. B. (1965). *Rock penetration by high-velocity jet*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 2, pp. 135-153.
- Fiorotto, R. (2000). *Improvement of the Mechanical Characteristics of Soil by Jet grouting*. comunicação pessoal.
- Gao, X., Liu, S., Tong, L., Lou, C. (2011). *Deformation Behavior of Retaining Walls in Deep Excavations in Suzhou Subway Line 1 of China*. ASCE, pp. 3343-3349.
- Gill, S. A., Lukas, R. G. (1990). *Ground movement adjacente to braced cuts*. Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication N.25, ASCE, pp.471-478, Edited by P. C. Lambe and L. A. Hansen, New York.

- Goldberg, D. T., *et al.* (1976). *Federal Highway Administration Reports*. National Technical Information Service, Washington DC.
- Guedes de Melo, P. (2008). *Caracterização da Formação “Areolas da Estefânia” a partir da modelação numérica do ensaio pressiométrico*. Geotecnia nº 113, Julho/2008, pp. 5-21.
- Liu, G. B., Jiang, J., Ng, C. W., Hong, Y. (2011). *Deformation characteristics of a 38m deep excavation in soft clay*. Canadian Geotechnical Journal, pp. 1817-1828, NRC Research Press.
- Mana, A. I. (1978). *Finite-element analyses of deep excavation behavior on soft clay*. Ph. D. Thesis, Standford University.
- Mana, A. I., Clough, G. W. (1981). *Prediction of movements for braced cuts in clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 30(5), pp. 758-767.
- Marialva dos Santos, R. (2014). *Estabilidade do fundo de escavações escoradas em solos moles. Análise da Segurança usando o Método dos Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Material Models Manual PLAXIS® v8.2.
- Matos Fernandes, M. (2015). *New Developments in the Control and Prediction of the Movements Induced by Deep Excavations in Soft Soils*. Soils and Rocks, São Paulo, 38(3): pp. 191-215. Lição Pacheco Silva, COBRAMSEG2014.
- Matos Fernandes, M. (1981). *Paredes Moldadas e outras Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Estado de conhecimento acerca do seu dimensionamento*. Relatório, Proc. 55/13/6187, LNEC, Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento. FEUP
- Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. Textos de apoio, FEUP, Porto.
- Miki, G. (1973). *Chemical stabilization of sandy soils by grouting in Japan*. Proceedings of the 8th ICSMFE, Junho 1973, Moscow, Rússia, pp. 395-405.
- Modoni, G., Bzówka, J. (2012). *Design of jet grouting for foundation*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 138(12), pp. 1442-1454.
- Moormann, C. (2004). *Analysis of Wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database*. Soils Found, 44(1), pp. 87-98.
- Nakanishi, W. (1974). *Method for Forming na Underground Wall Comprising a Plurality of Columns in the Earth and Soil Formation*. U.S. Patent 3,800,544:8 p.
- Neville, A. M. (1995). *Properties of concrete*. Addison Wesley Longman Ltd, Harlow.
- Nicholson, D. P. (1987). *The design and performance of the retaining walls at Newton Station*. Proceedings of the Singapore Mass Rapid Transit Conference, 6-9/Abril/1987, Singapura, pp. 147-154, Mass Rapid Transit Corp., Singapura.
- O'Rourke, T. D. (1981). *Ground Movement Caused by Braced Excavations*. ASCE Geotechnical Journal, Setembro, pp. 1159-1177.
- Ou, C. Y., Hsieh, P. G., Chiou, D. C. (1993). *Characteristics of ground surface settlement during excavation*. Canadian Geotechnical Journal, 30(5), pp. 758-767.
- Ou, C. Y., Liao, J. T., Lin, H. D. (1998). *Performance of diaphragm Wall constructed using Top-Down Method*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(9), pp. 798-808.

- Palmer, J. H., Kenny, T. C. (1972). *Analytical study of braced excavation with column type of ground improvement in soft clay*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, pp. 145-164.
- Peck, R. B. (1969). *Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground*. Proc. 7th Int. Conf. S.M.F.E., México City, General Report, pp. 225-290.
- Peck, R. B., Hanson, W.E., Thornburn, T. H. (1977). *Foundation Engineering*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Pereira Brás, J. M. (2009). *O uso de técnicas de Jet-Grouting ou similares em escavações em solos argilosos moles*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- PLAXIS® bv. (2014). *Internal Report: Shotcrete Model*
- Potts, D. M., Fourie, A. B. (1984). *The Behaviour of a Propped Retaining Wall: results of a numerical experiment*. Géotechnique, Vol. 3, Setembro, pp. 383-404, Thomas Telford Ltd, Londres.
- Puller, M. (2003). *Deep Excavations: a practical manual*. Second Edition, Thomas Telford Ltd, Londres.
- Reference Manual PLAXIS® v8.2.
- Rios Silva, S., Viana da Fonseca, A., Almeida e Sousa, J. (2008). *Modelação de uma escavação e contenção escorada em solos residuais do granito no Metro do Porto*. Aceite para o XI Congresso Nacional de Geotecnia.
- Shibazaki, M. (2003). *State of Practice of Jet Grouting*. ASCE, 23/09/2003, pp. 198-217.
- Skempton, A. W. (1951). *The Bearing Capacity of clays*. Proc. Building Research Congress, London, pp. 180-189.
- Taveira Pereira, P. D. (2014). *Escavações Profundas em Solos Moles. Reforço do Maciço pela técnica de Cutter Soil Mixing*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Terzaghi, K., Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Second Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Zeevaert, L. (1973). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold Company, Universidade de Michigan.
- Vuillemin, R. J., Wong, H. (1991). *Deep Excavation in Urban Environment: examples*. Proc. Of the 10th Euro. Conf. on S.M.F.E., Vol. 2, 26-30/Maio/1991, Florencia, Itália, pp. 843-847, Balkema, Rotterdam, the Netherlands.
- Wallace, J. C., Ho, C. E., Long, M. M. (1993). *Retaining wall behaviour for a deep basement in Singapore marine clay*. Proc. Inter. Conf. On Retaining Structures, 20-23/Julho/1992, Cambridge, UK pp. 195-204, Thomas Telford Ltd, Londres.
- Wang, J. H., Xu, Z. H., Wang, W. D. (2010). *Wall and Ground Movements due to Deep Excavations in Shanghai Soft soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Julho/2010, pp. 985-994.
- Wang, W. D., Xu, Z. H., Li, Q. (2015). *Design and Case Histories of Large Deep Excavations in Complex Urban Environment in Shanghai*. Bulletin: Volume 9, Issue 6, Dezembro 2015, pp. 18-39, ISSMGE, Londres.

- Weber, J. W. (1979). *Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung un der Entwicklung des E-Moduls von Beton*. Betonwerk und Fertigteiltchink 12, 753-6.
- Wen, D. (2005). Use of Jet Grouting in Deep Excavations. In *Ground Improvement – Case Histories*, pp.357-370, ELSEVIER, Oxford, UK.
- Wong, L. W., Patron, B. C. (1993). *Settlements induced by Deep Excavations in Taipei*. Proc. 11th Southeast Asian Geotechnical Conference, 4-8/Maio/1993, Singapura, pp.787-791.
- Woo, S. M., Moh, Z. C. (1990). *Geotechnical characteristics of soils in the Taipei basin*. Proc. 10th Southeast Asian Geotech. Conf., pp. 51-65, Southeast Asian Geotechnical Society, Taipei, Taiwan.
- Yoshida, H. (2013). *Recent Developments in Jet Grouting*. ASCE, 22/01/2013, pp. 1548-1561.





**ANEXO 1**

Faseamento construtivo da Estação *Pôle Universitaire* do Metro de Argel

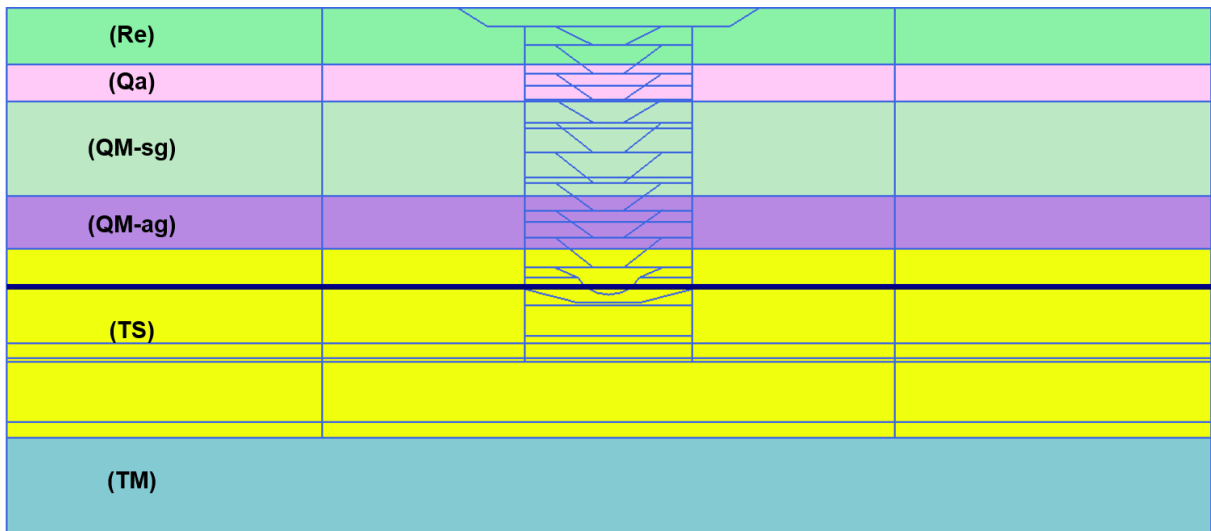


Figura A1.1 – Fase 1: Geração do estado de tensão inicial através da consideração de um equilíbrio a longo prazo ( $K_0$ ) em tensões efetivas

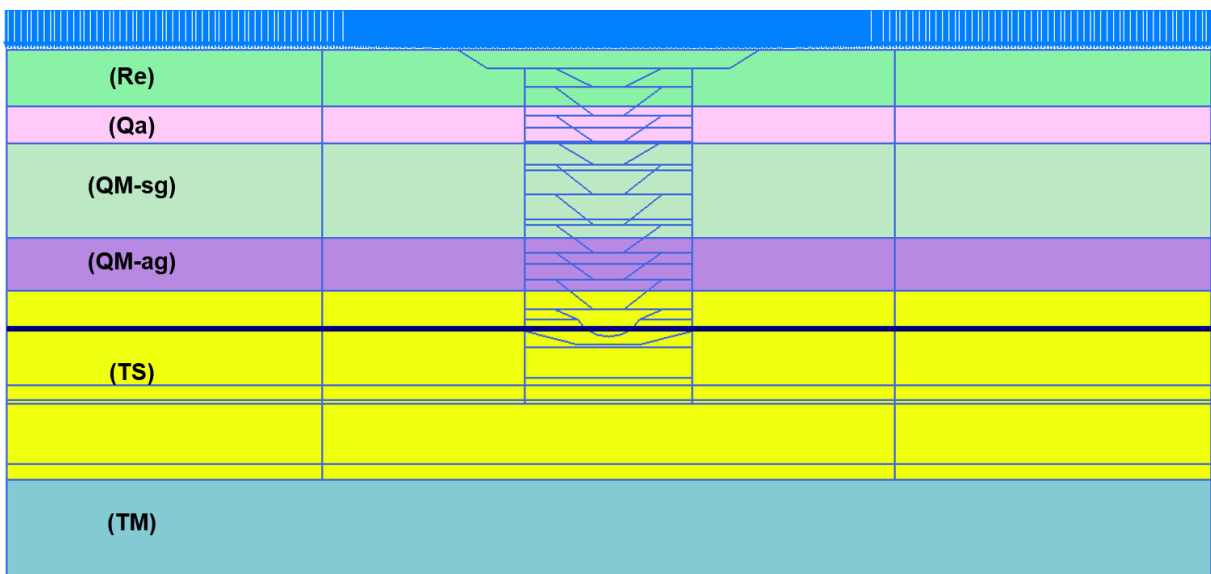


Figura A1.2 – Fase 2: Aplicação de uma sobrecarga de 11,10kPa na superfície

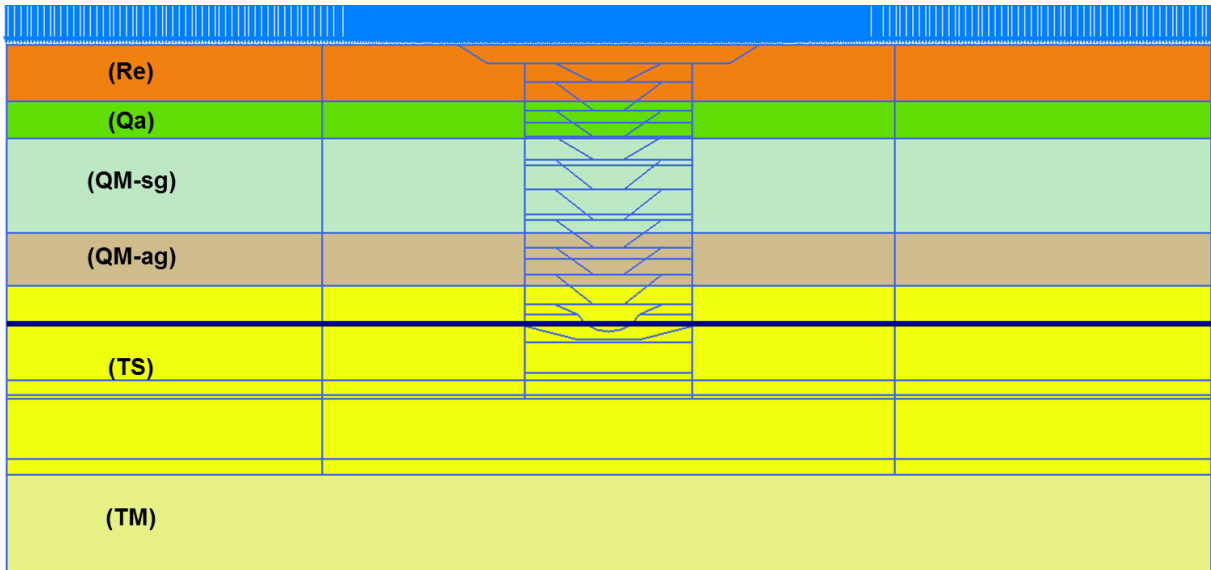


Figura A1.3 – Fase 3: Modificação do tipo de resposta do terreno, de drenado para não drenado (para as camadas associadas a terrenos argilosos)

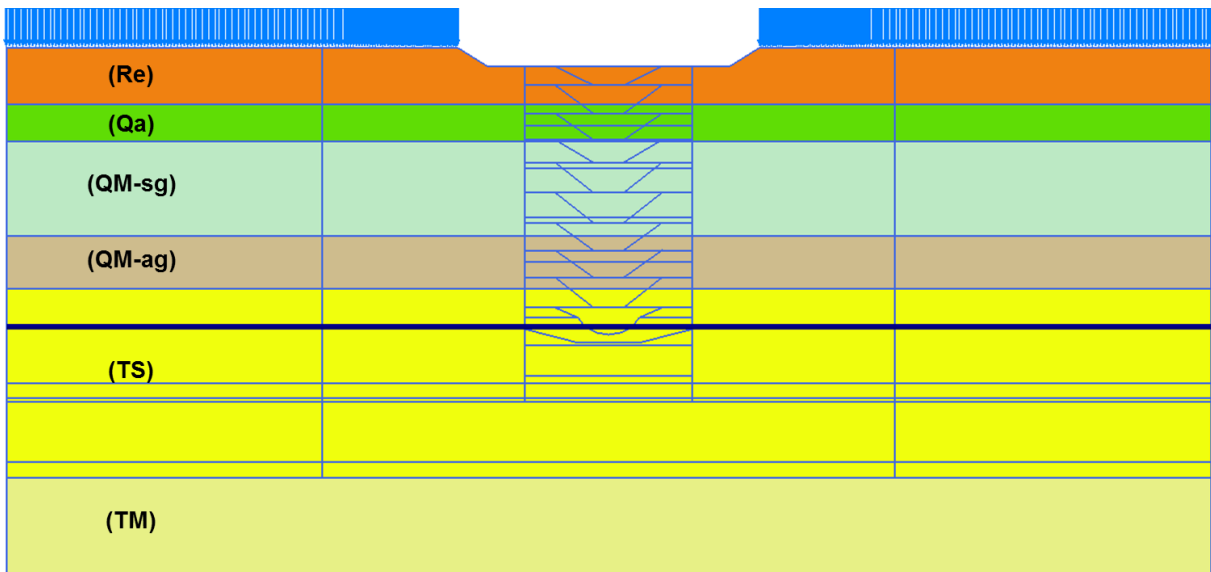


Figura A1.4 – Fase 4: Escavação de uma plataforma de trabalho

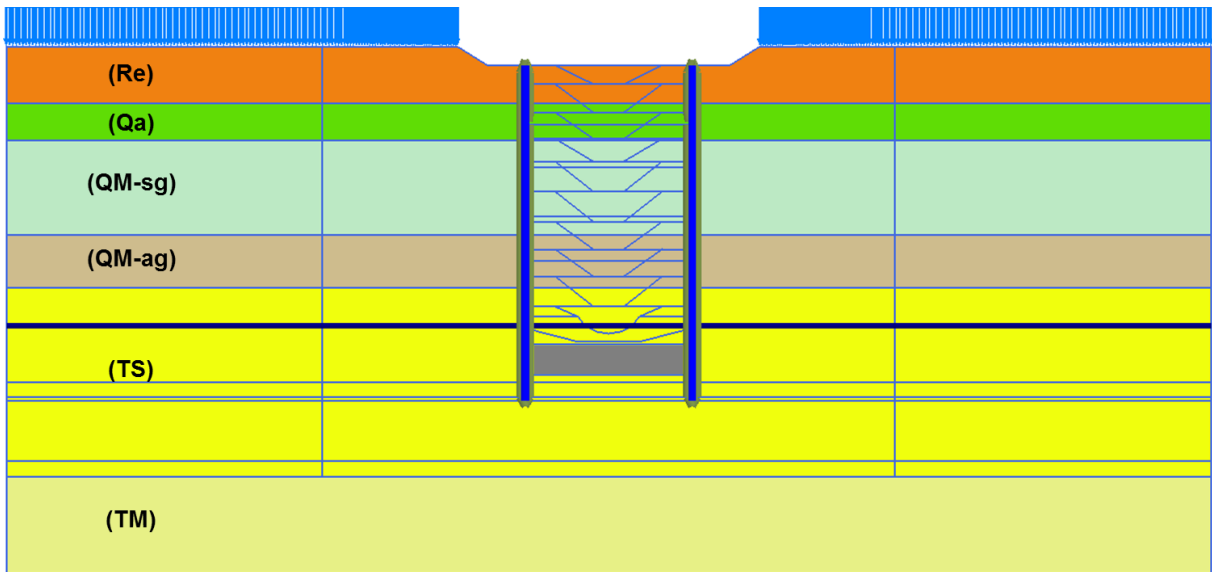


Figura A1.5 – Fase 5: Execução das paredes moldadas e da solução de tratamento do terreno subjacente ao fundo de escavação

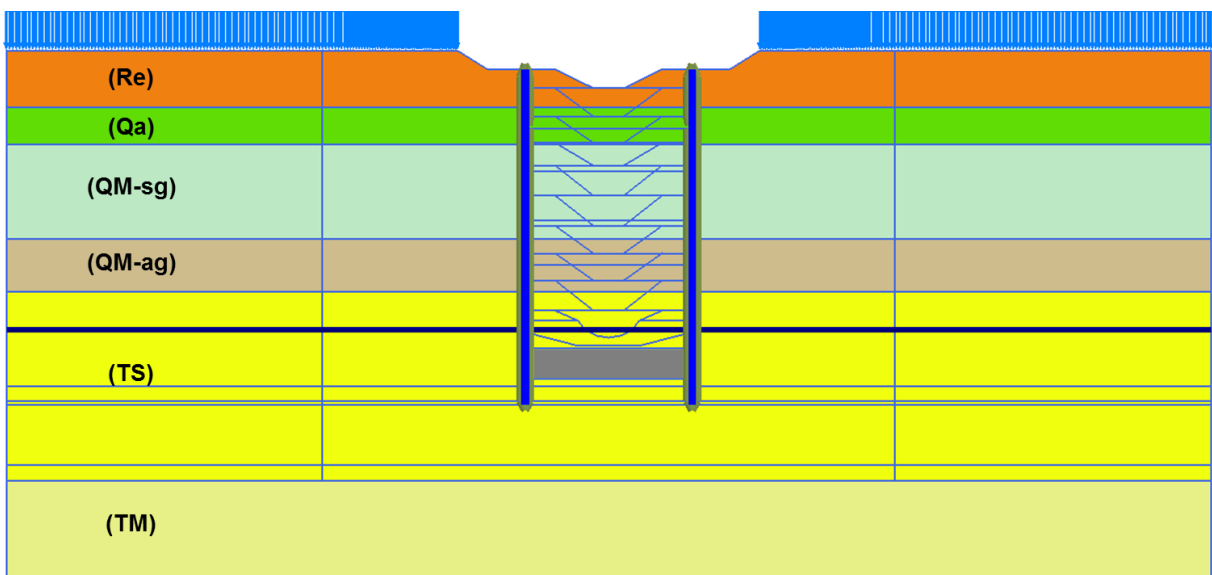


Figura A1.6 – Fase 6: Colocação das deformações a zero no modelo de cálculo. Primeira fase de escavação, até à profundidade de 5m

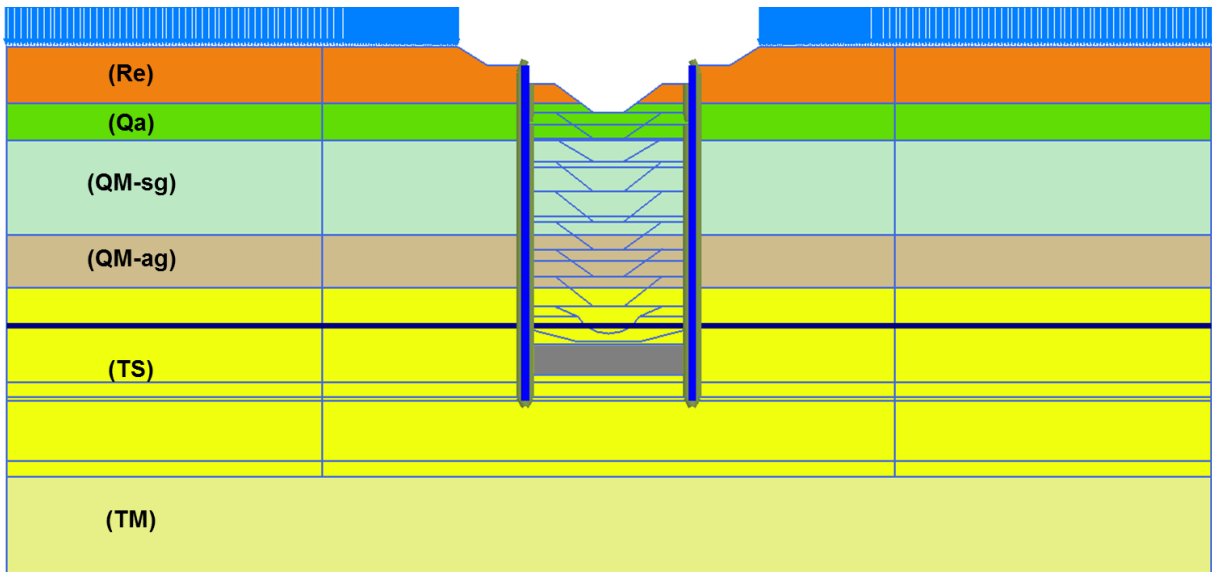


Figura A1.7 – Fase 7: Segunda fase de escavação, até à profundidade de 9m

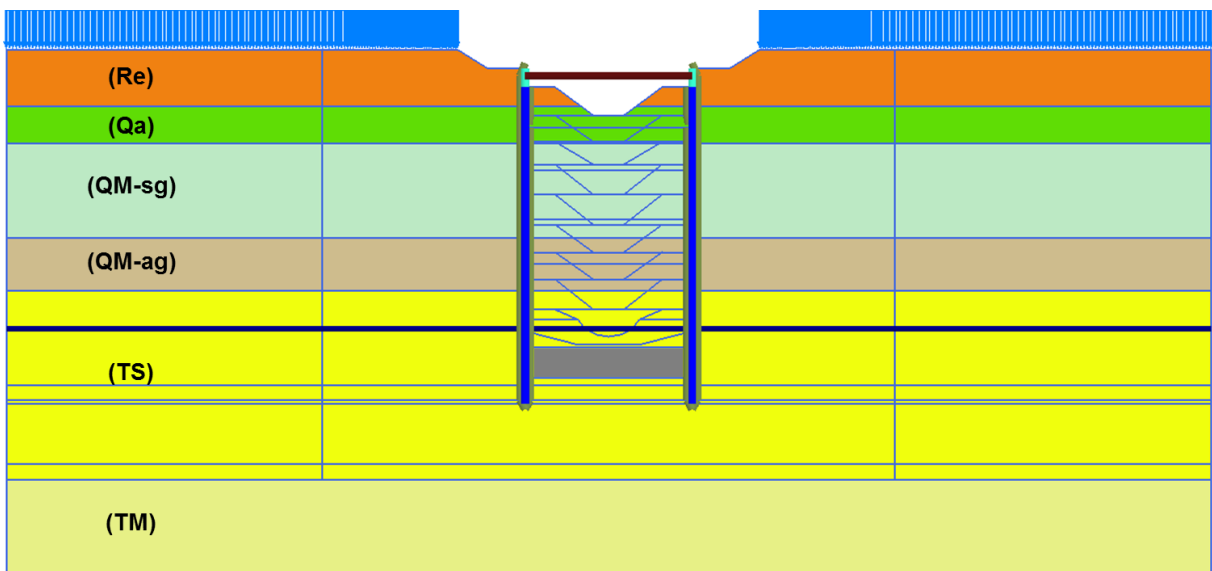


Figura A1.8 – Fase 8: Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 0,5m de espessura. Ativação do primeiro nível de escoras à profundidade de 3,5m

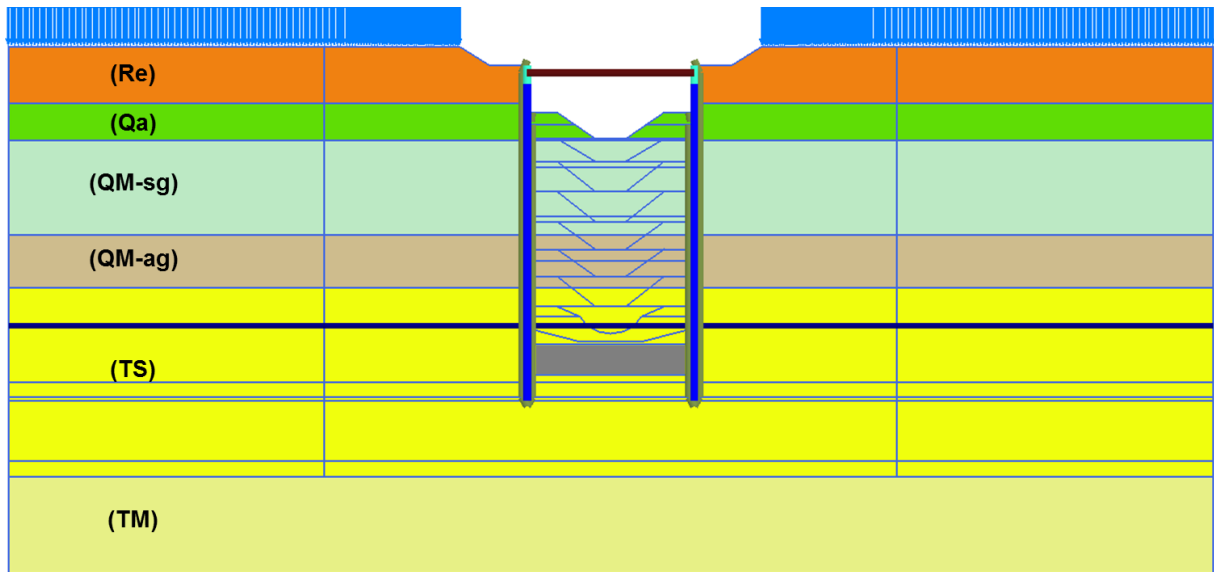


Figura A1.9 – Fase 9: Terceira fase de escavação, até à profundidade de 13m

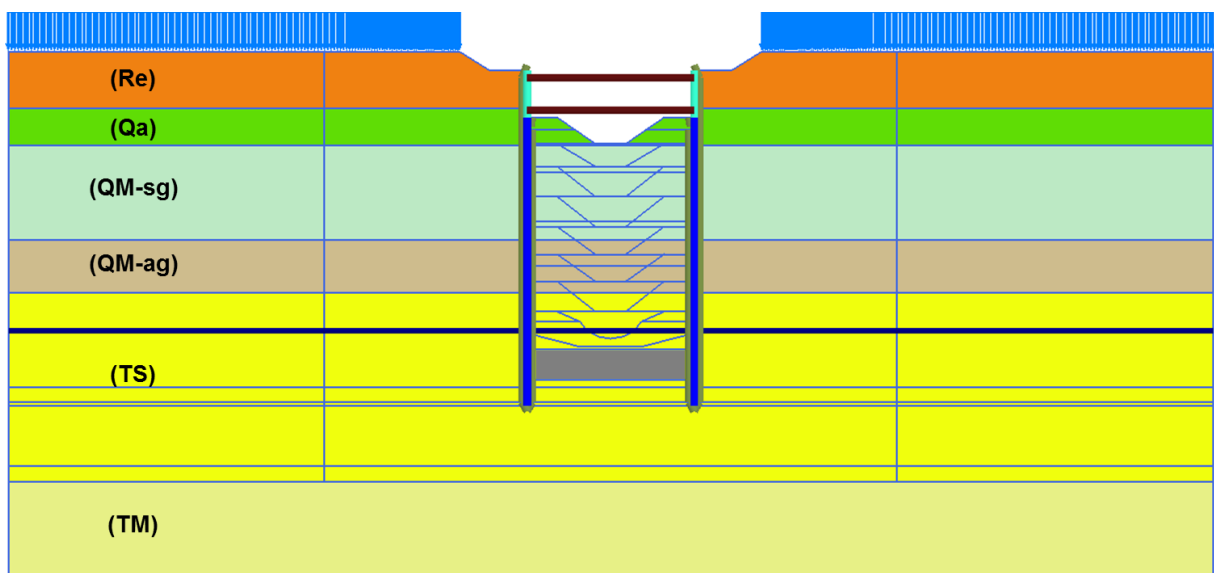


Figura A1.10 – Fase 10: Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de ferro com 0,5m de espessura. Ativação do segundo nível de escoras à profundidade de 7,75m

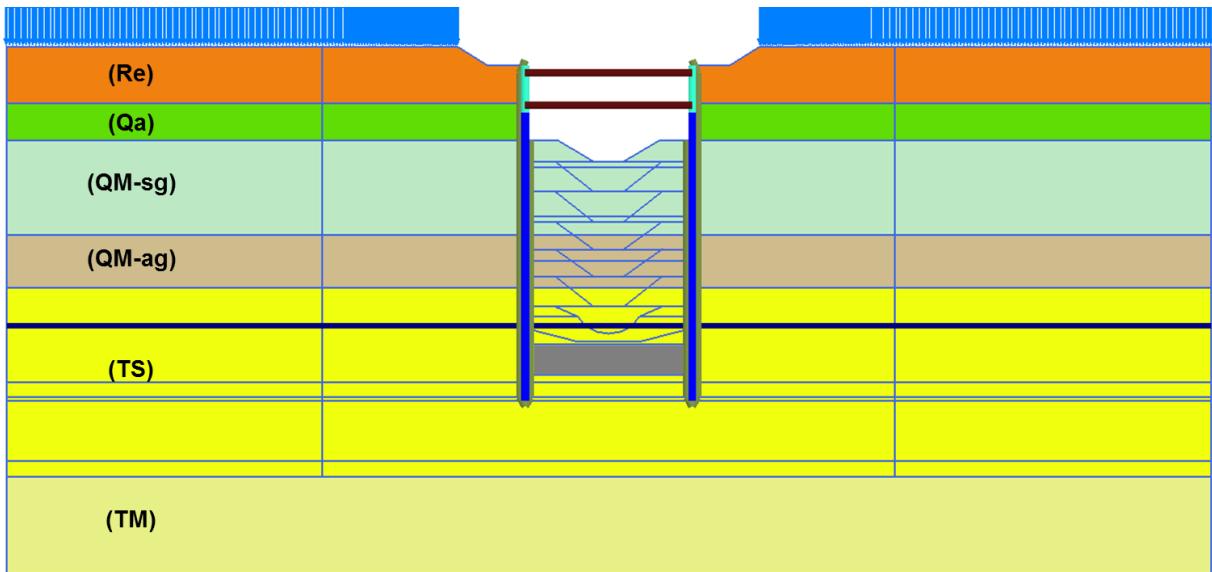


Figura A1.11 – Fase 11: Quarta fase de escavação, até à profundidade de 15m

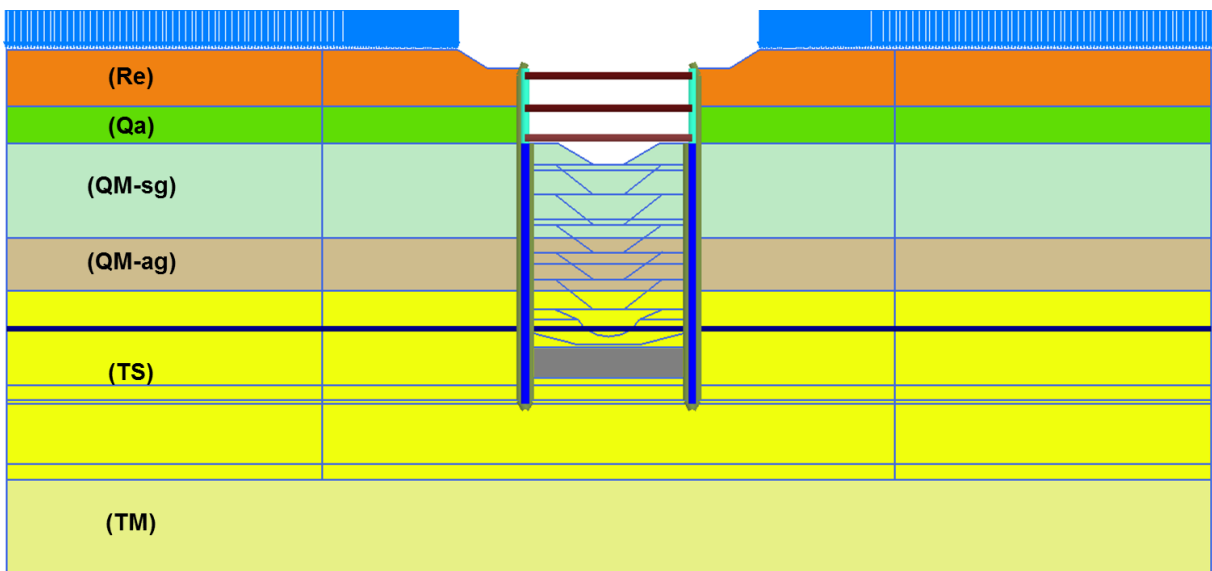


Figura A1.12 – Fase 12: Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 0,5m de espessura. Ativação do terceiro nível de escoras à profundidade de 11,75m

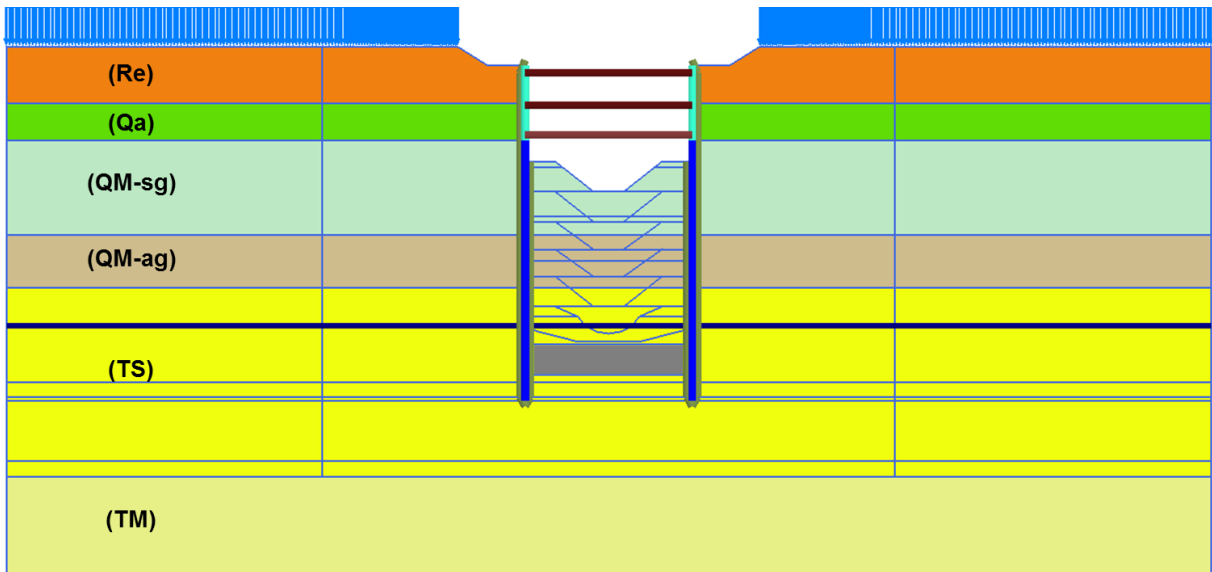


Figura A1.13 – Fase 13: Quinta fase de escavação, até à profundidade de 19m

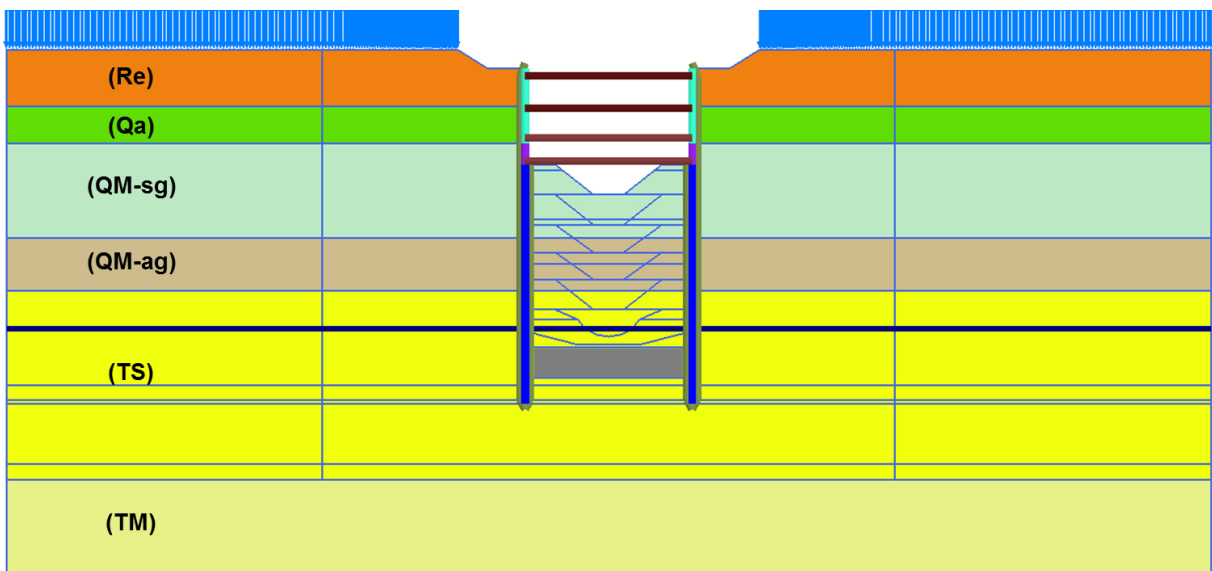


Figura A1.14 – Fase 14: Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 1,2m de espessura. Ativação do quarto nível de escoras à profundidade de 14,75m

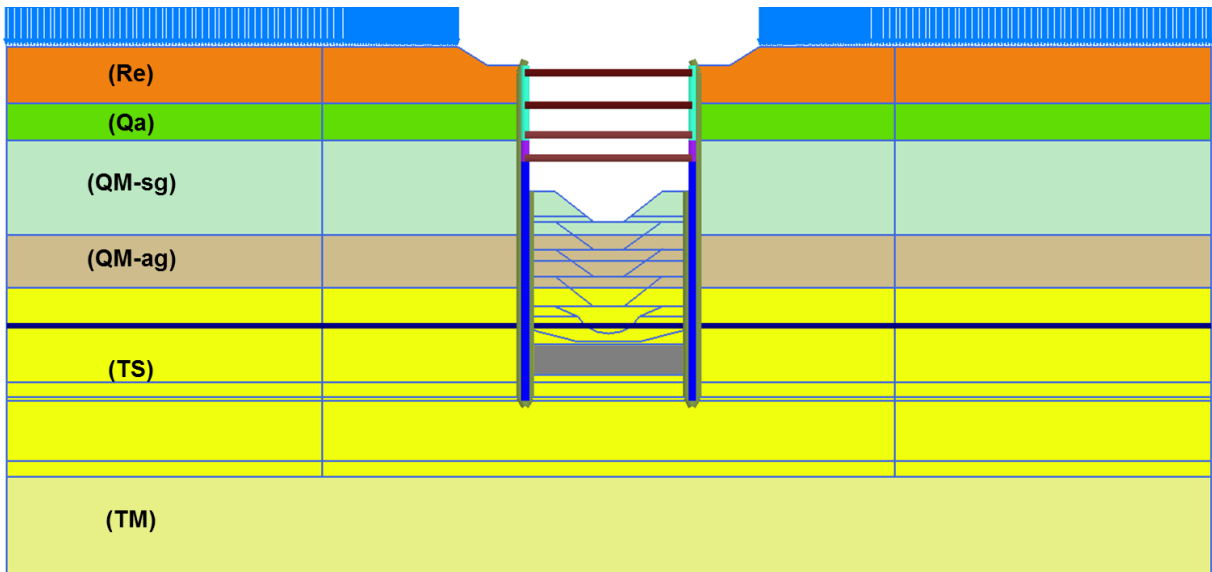


Figura A1.15 – Fase 15: Sexta fase de escavação, até à profundidade de 23m

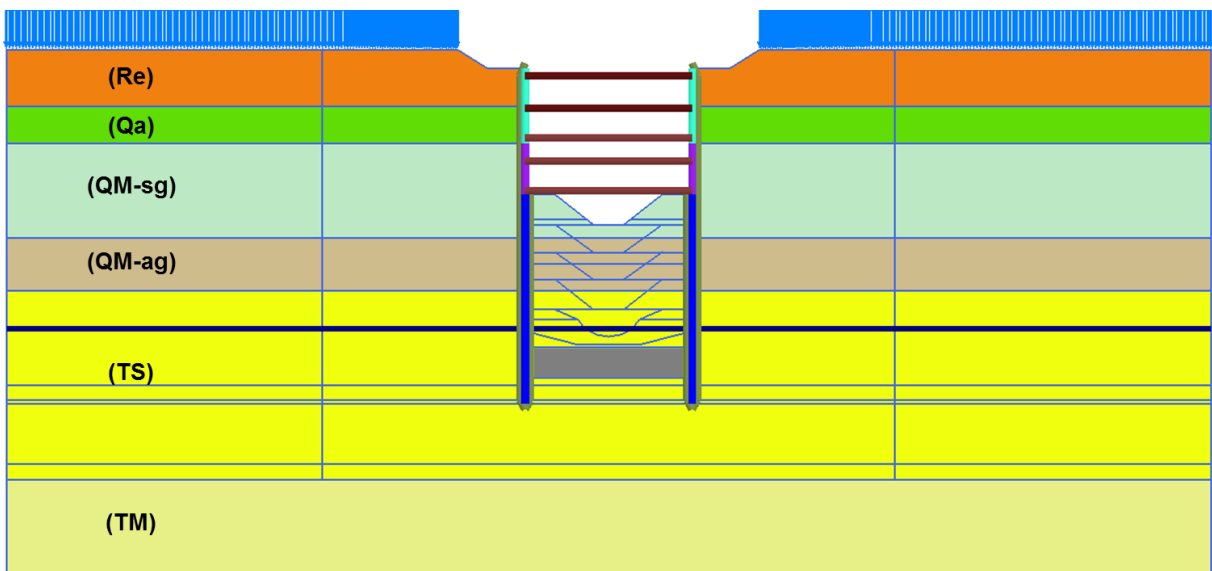


Figura A1.16 – Fase 16: Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 1,2m de espessura. Ativação do quinto nível de escoras à profundidade de 18,75m

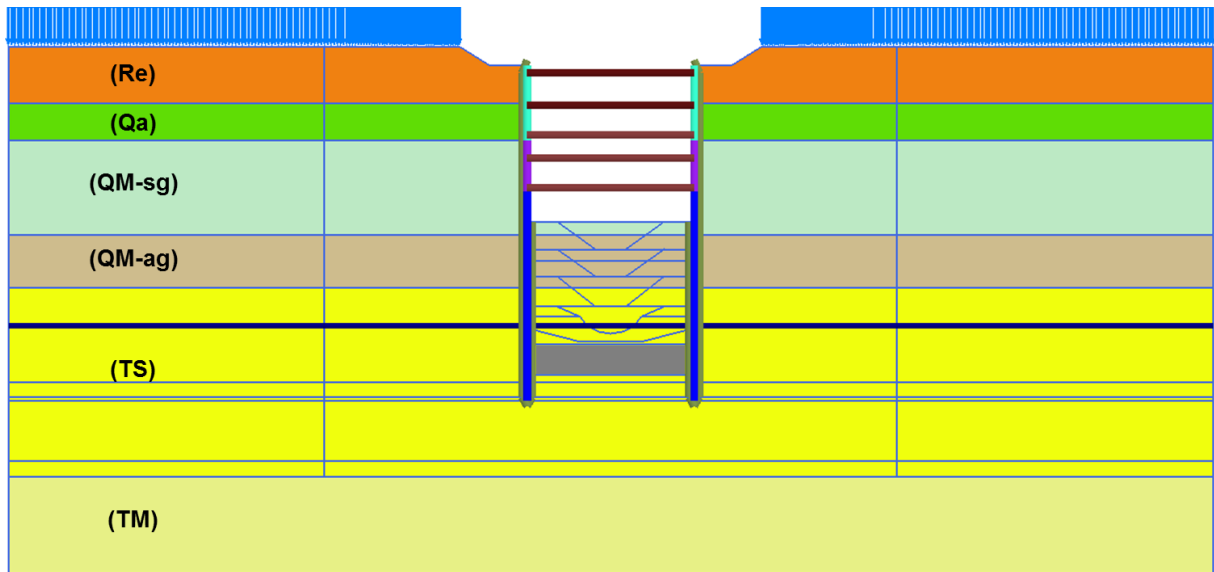


Figura A1.17 – Fase 17: Sétima fase de escavação, à mesma profundidade que a sexta fase, escavando somente as banquetas

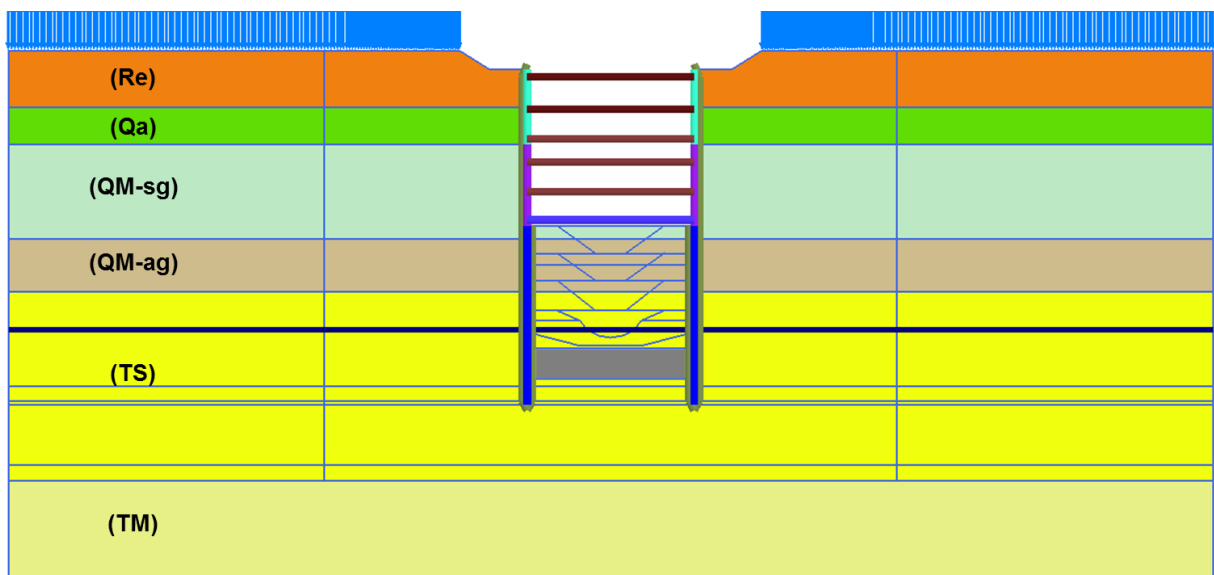


Figura A1.18 – Fase 18: Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 1,2m de espessura. Ativação da laje intermédia à profundidade de 22,47m

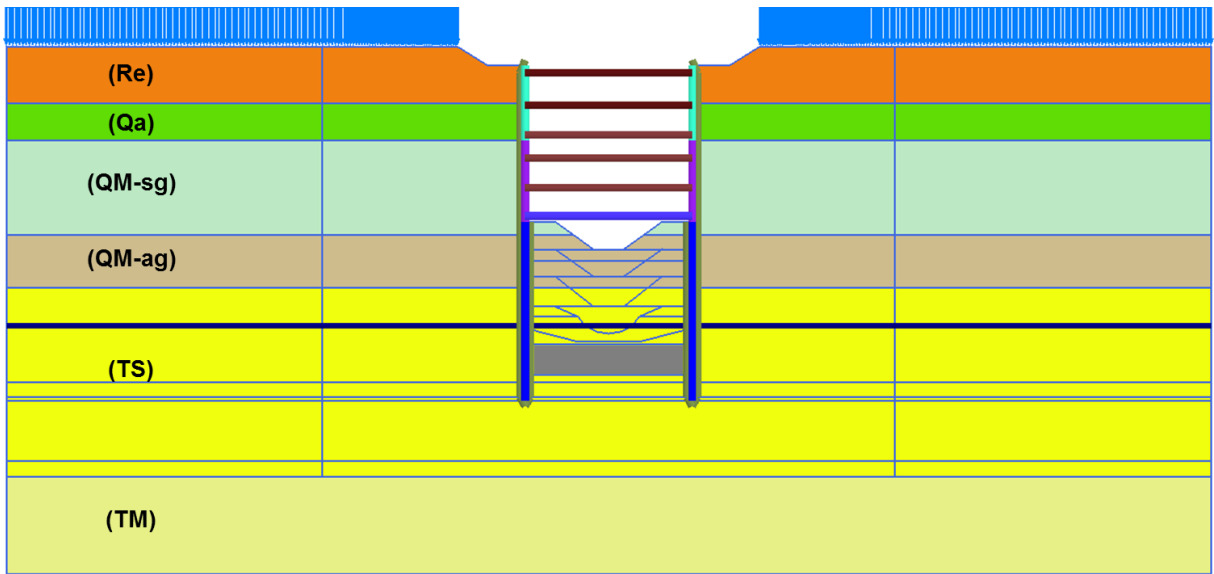


Figura A1.19 – Fase 19: Oitava fase de escavação, até à profundidade de 27m

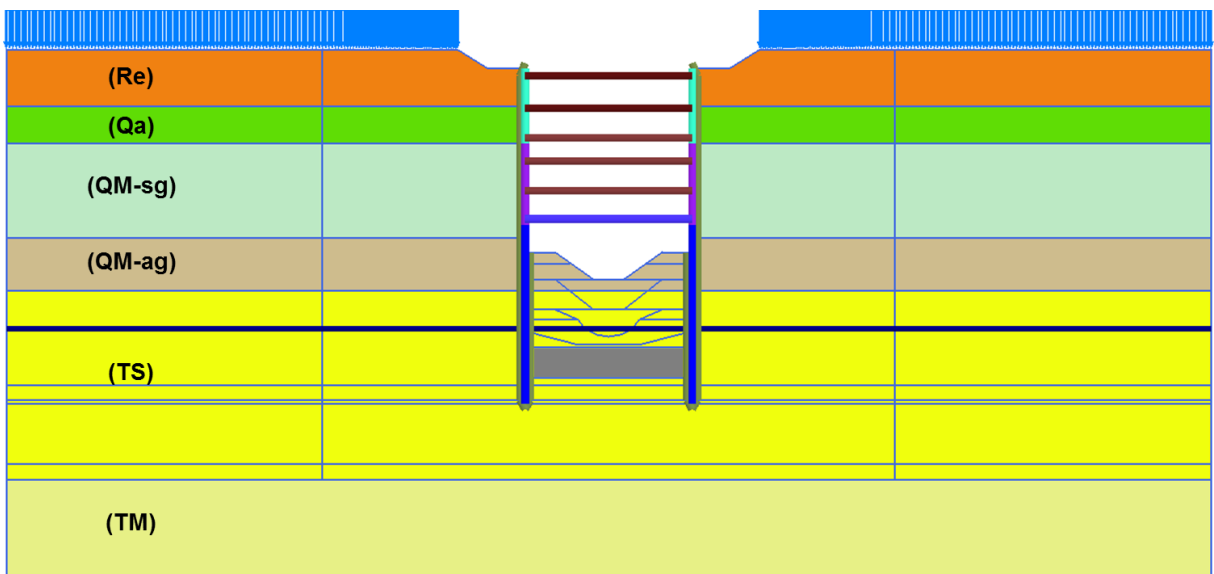


Figura A1.20 – Fase 20: Nona fase de escavação, até à profundidade de 31m

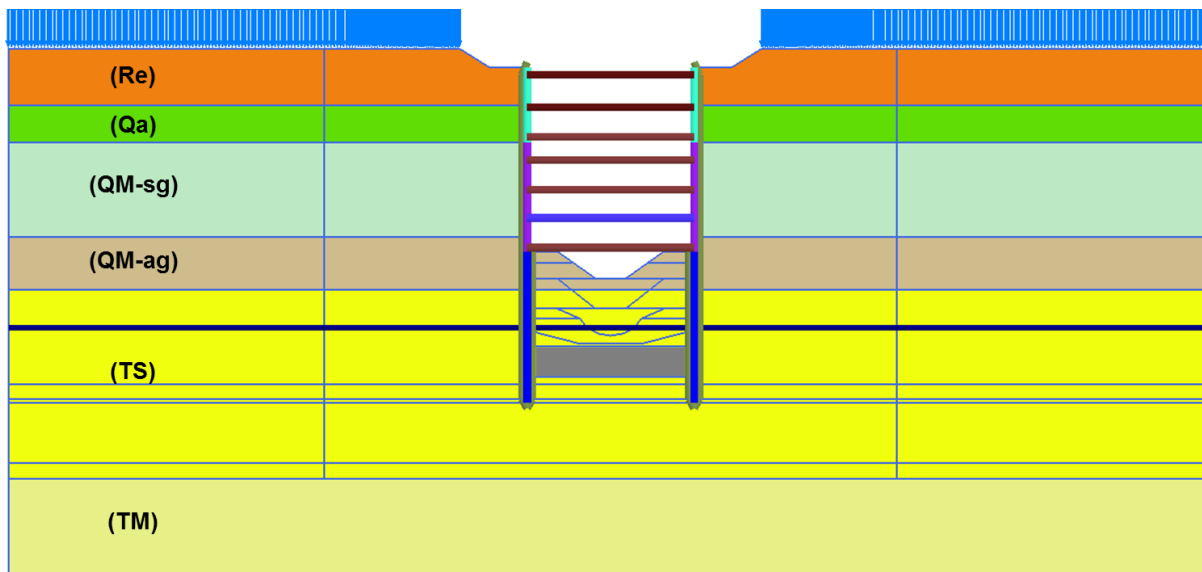


Figura A1.21 – Fase 21: Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de ferro com 1,2m de espessura. Ativação do sexto nível de escoras à profundidade de 26,40m

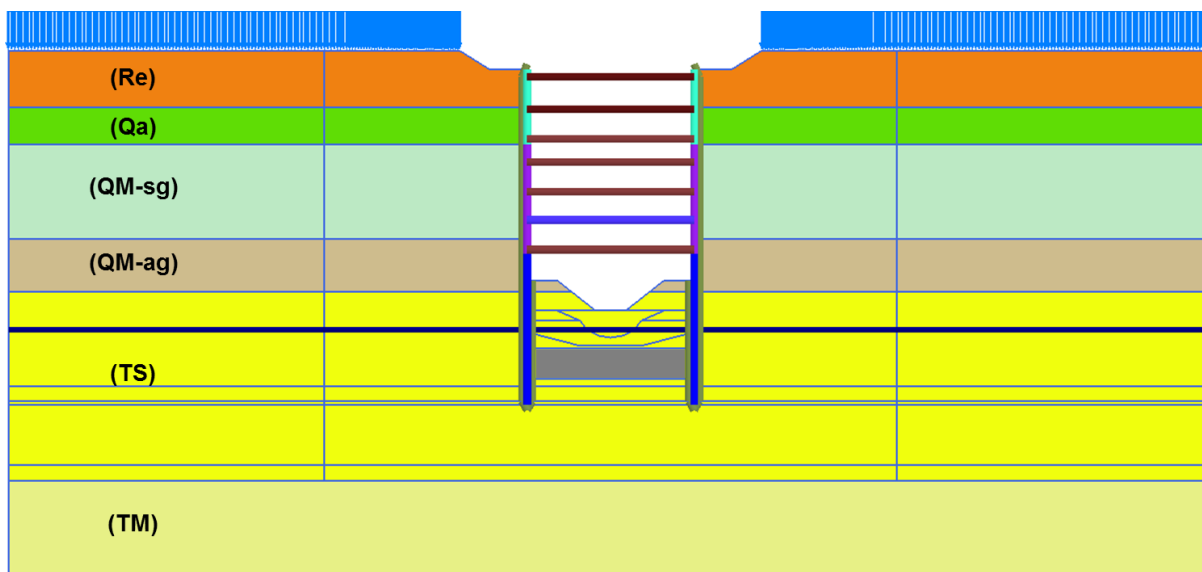


Figura A1.22 – Fase 22: Décima fase de escavação, até à profundidade de 35m

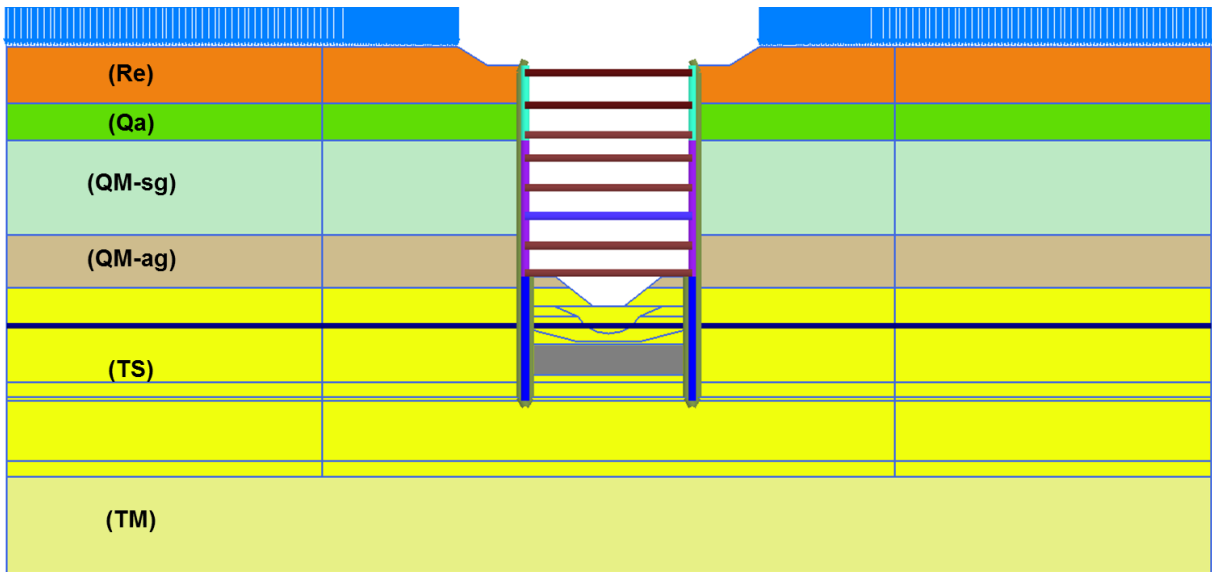


Figura A1.23 – Fase 23: Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção da parede de forro com 1,2m espessura. Ativação do sétimo nível de escoras à profundidade de 30m

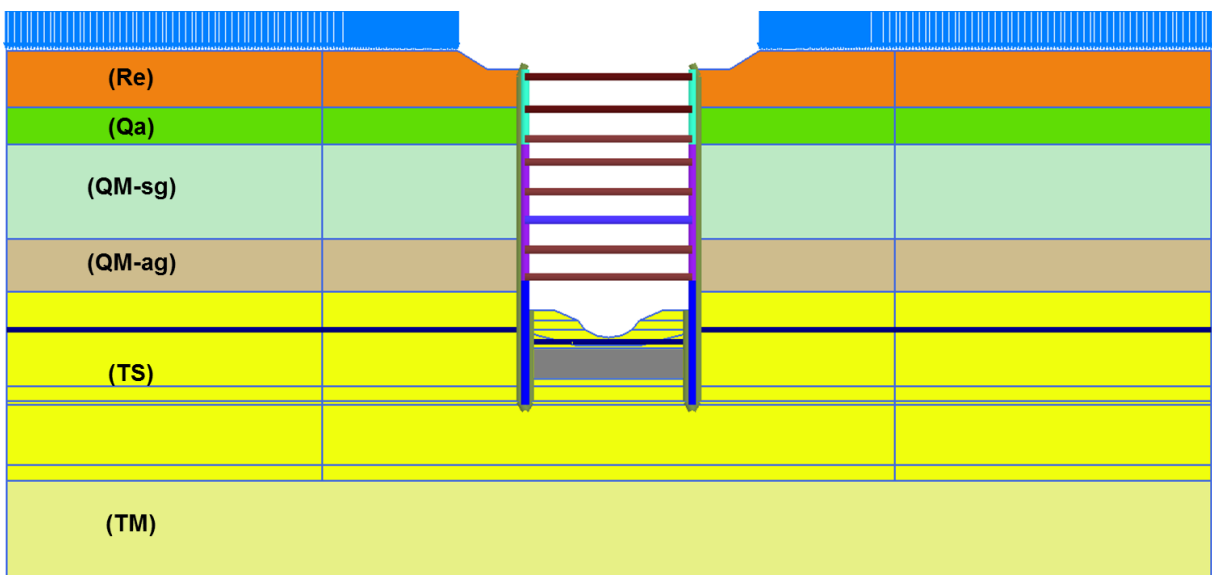


Figura A1.24 – Fase 24: Décima primeira fase de escavação, até à profundidade de 38,09m

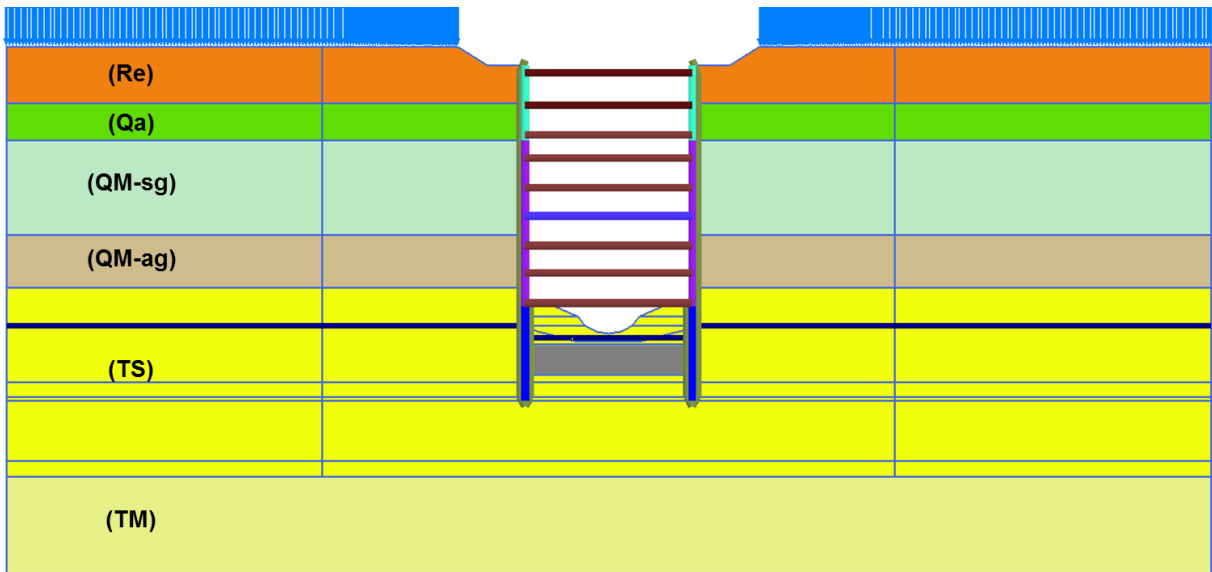


Figura A1.25 – Fase 25: Aumento da espessura das paredes moldadas simulando a construção das paredes de forro com 1,2m de espessura. Ativação do oitavo nível de escoras à profundidade de 34m

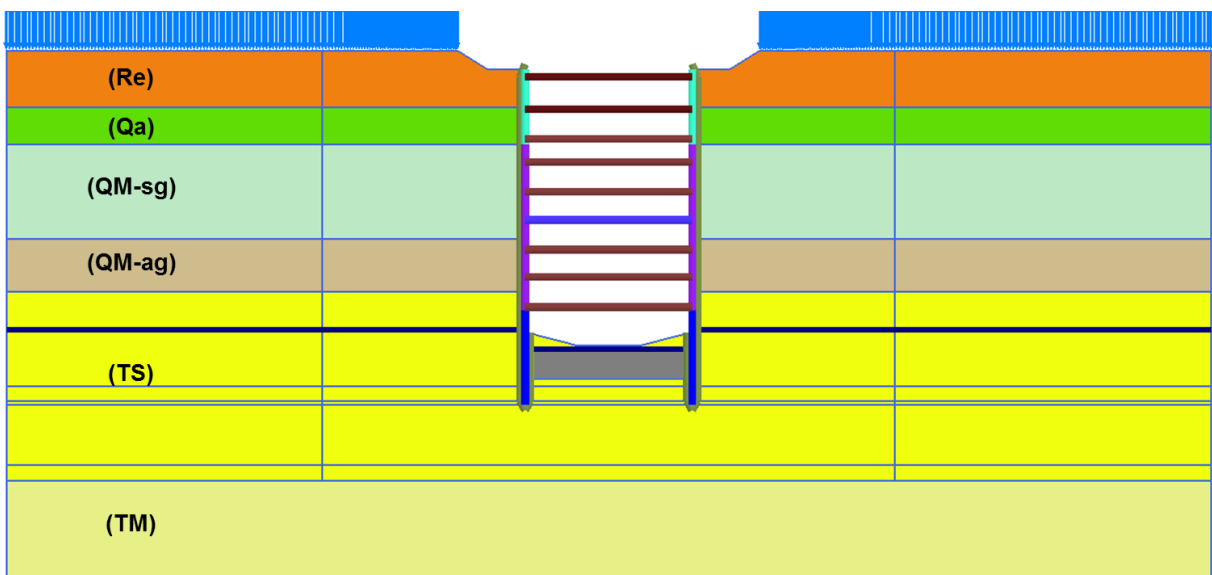


Figura A1.26 – Fase 26: Décima segunda fase de escavação, até ao fundo de escavação, ou seja, 39,09m

## **ANEXO 2**

Diagramas de momentos fletores e deslocamentos resultantes do Estudo 3

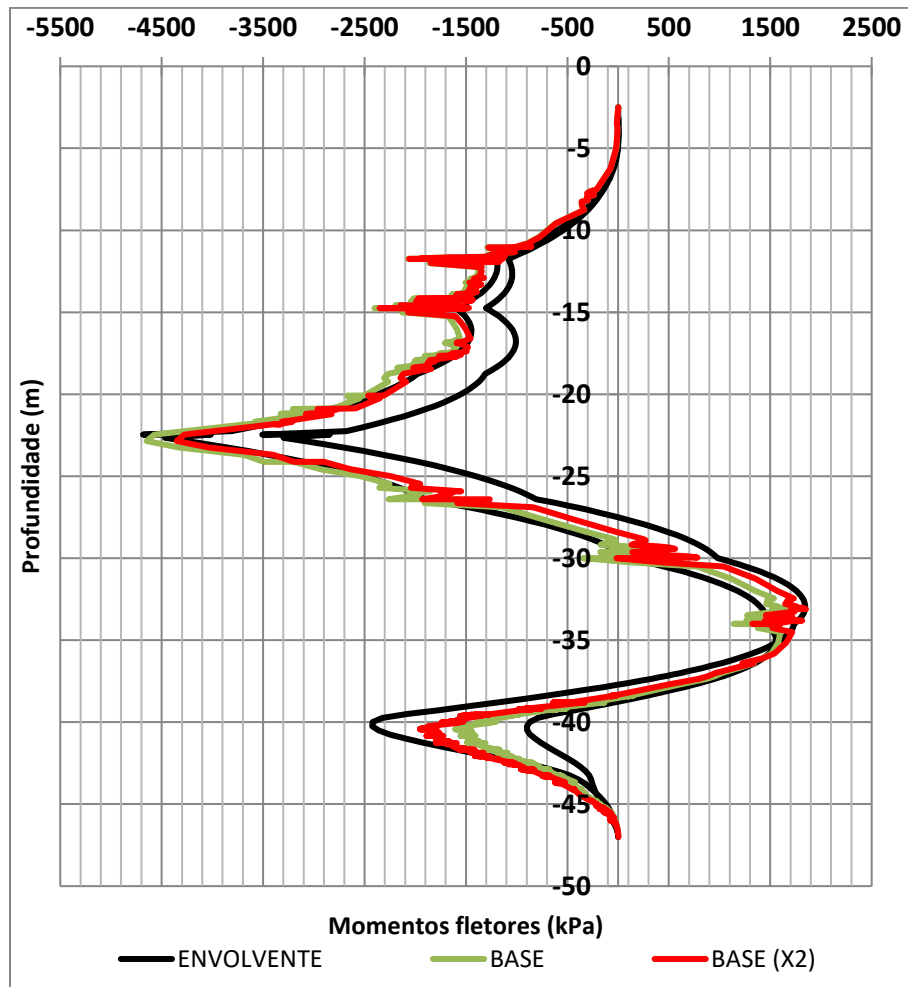


Figura A2.1 – Comparação dos momentos do modelo BASE ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 300 \text{ kPa}$ ) com o modelo BASE (X2) ( $q_u = 6 \text{ MPa}$ ;  $c' = 3 \text{ MPa}$ ;  $E = 2,4 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 600 \text{ kPa}$ )

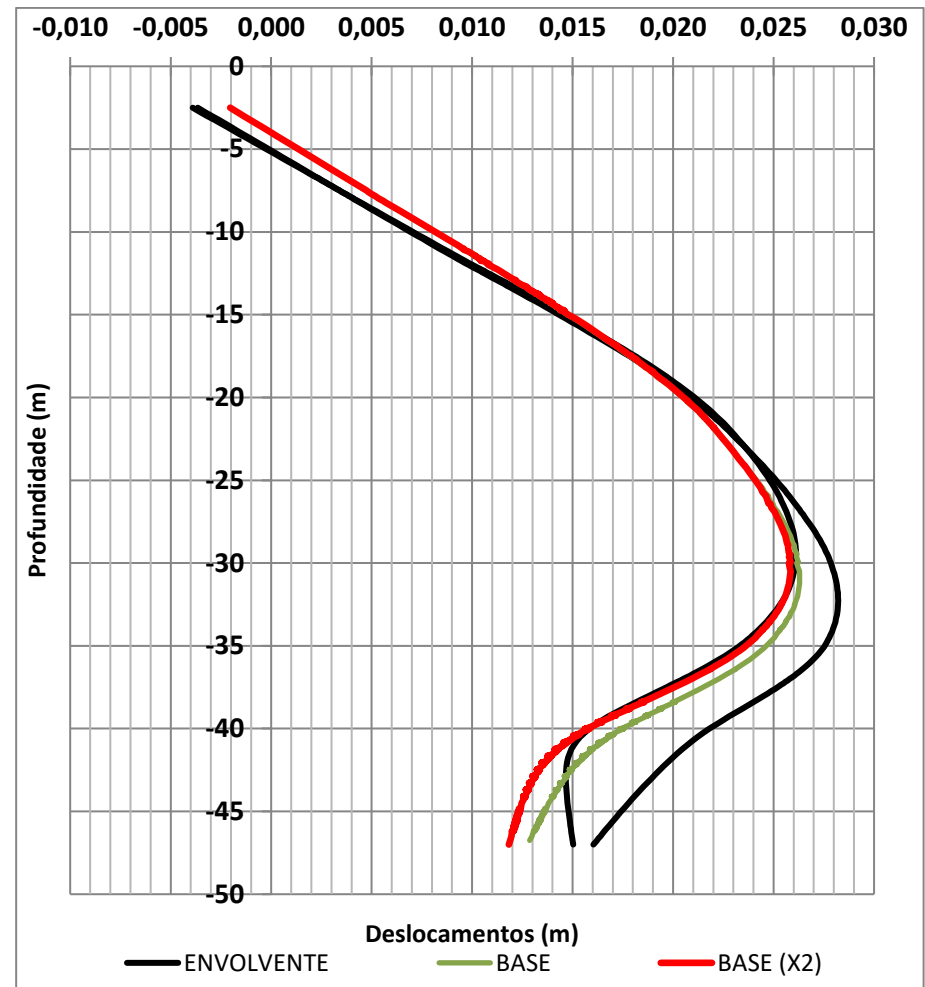


Figura A2.2 – Comparação dos deslocamentos do modelo BASE ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 300 \text{ kPa}$ ) com o modelo BASE (X2) ( $q_u = 6 \text{ MPa}$ ;  $c' = 3 \text{ MPa}$ ;  $E = 2,4 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 600 \text{ kPa}$ )

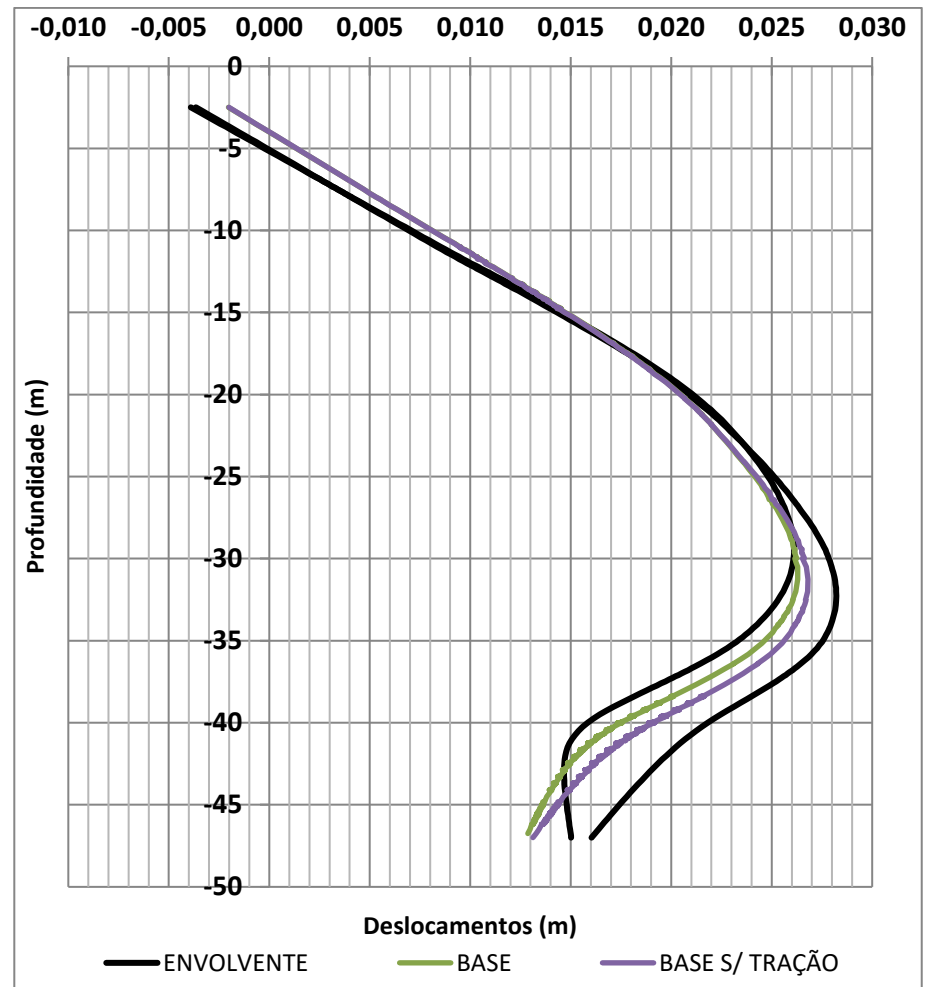
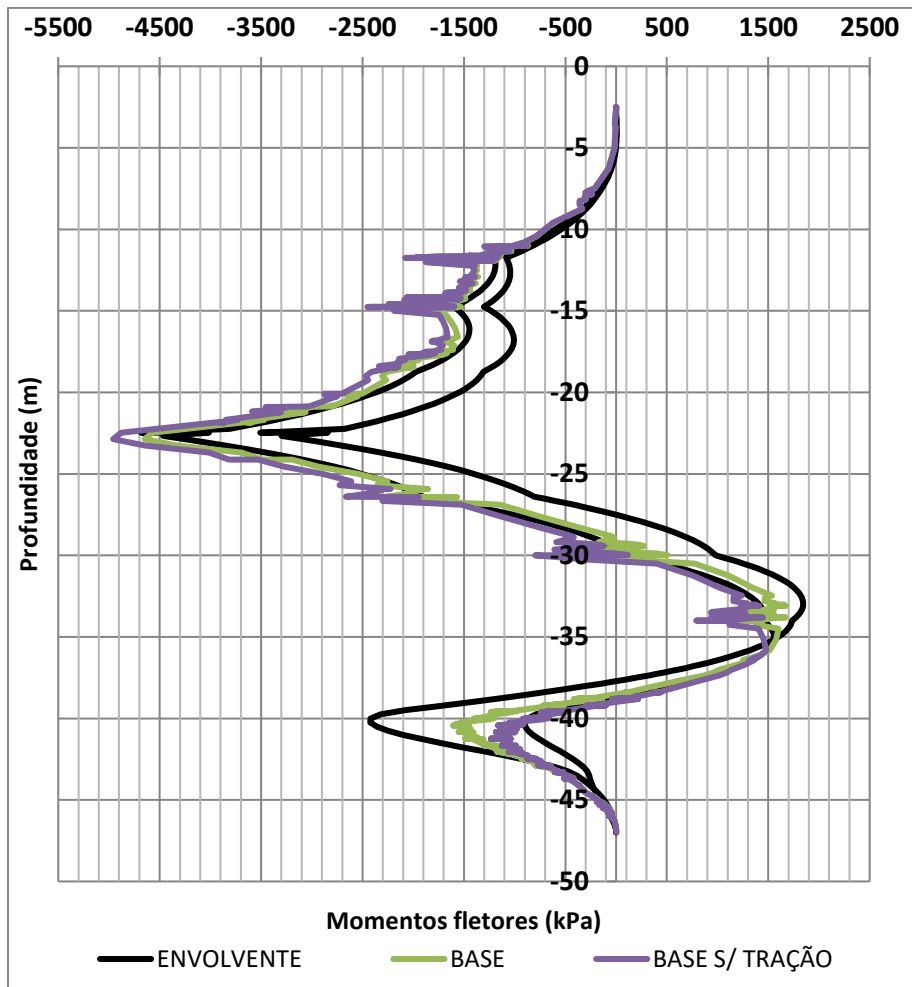


Figura A2.3 – Comparação dos momentos do modelo BASE ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 300 \text{ kPa}$ ) com o modelo BASE S/ TRACÇÃO ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 20 \text{ kPa}$ )

Figura A2.4 – Comparação dos deslocamentos do modelo BASE ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 300 \text{ kPa}$ ) com o modelo BASE S/ TRACÇÃO ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 20 \text{ kPa}$ )

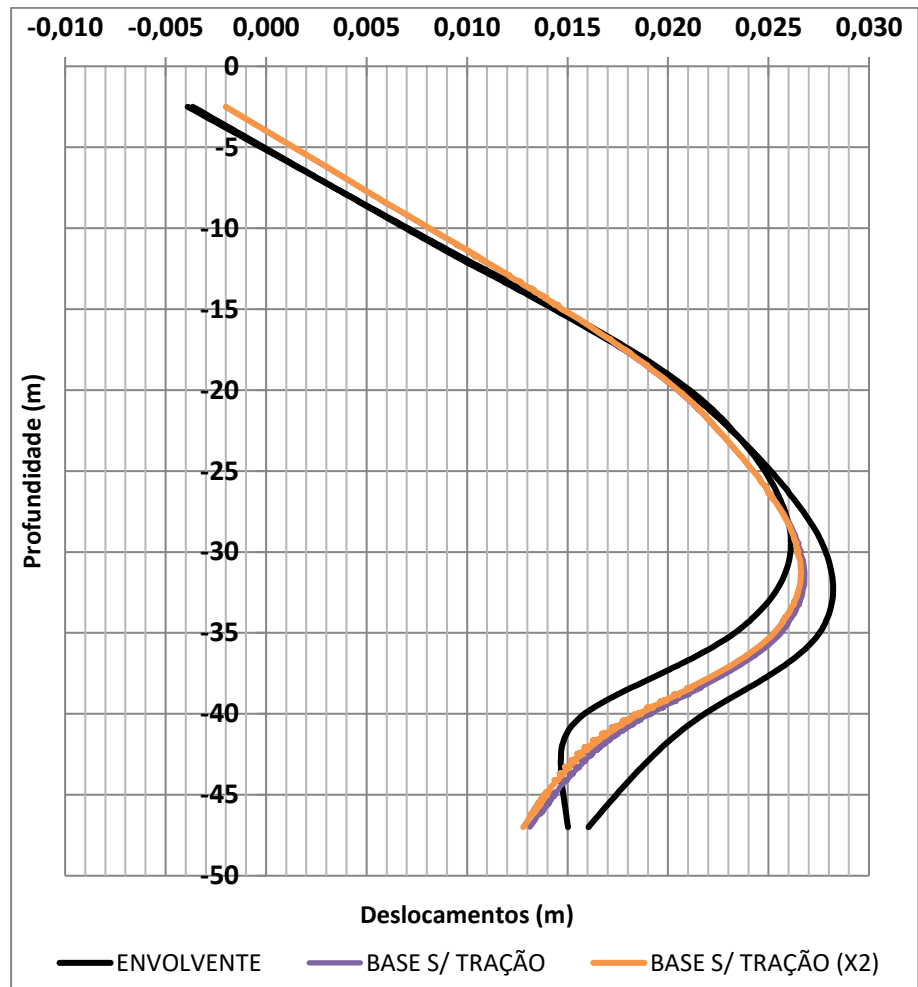
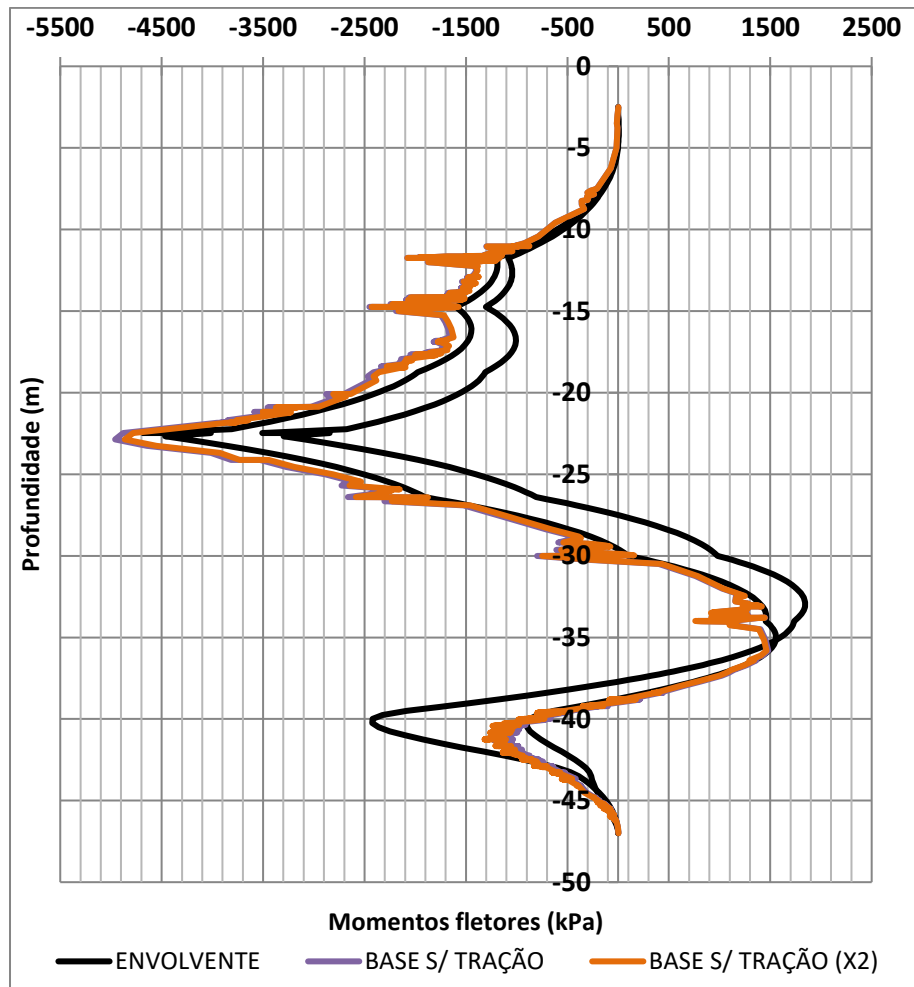


Figura A2.5 – Comparação dos momentos do modelo BASE S/ TRAÇÃO ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 20 \text{ kPa}$ ) com o modelo BASE S/ TRAÇÃO (X2) ( $q_u = 6 \text{ MPa}$ ;  $c' = 3 \text{ MPa}$ ;  $E = 2,4 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 20 \text{ kPa}$ )

Figura A2.6 – Comparação dos momentos do modelo BASE S/ TRAÇÃO ( $q_u = 3 \text{ MPa}$ ;  $c' = 1,5 \text{ MPa}$ ;  $E = 1,2 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 20 \text{ kPa}$ ) com o modelo BASE S/ TRAÇÃO (X2) ( $q_u = 6 \text{ MPa}$ ;  $c' = 3 \text{ MPa}$ ;  $E = 2,4 \text{ GPa}$ ;  $f_t = 20 \text{ kPa}$ )

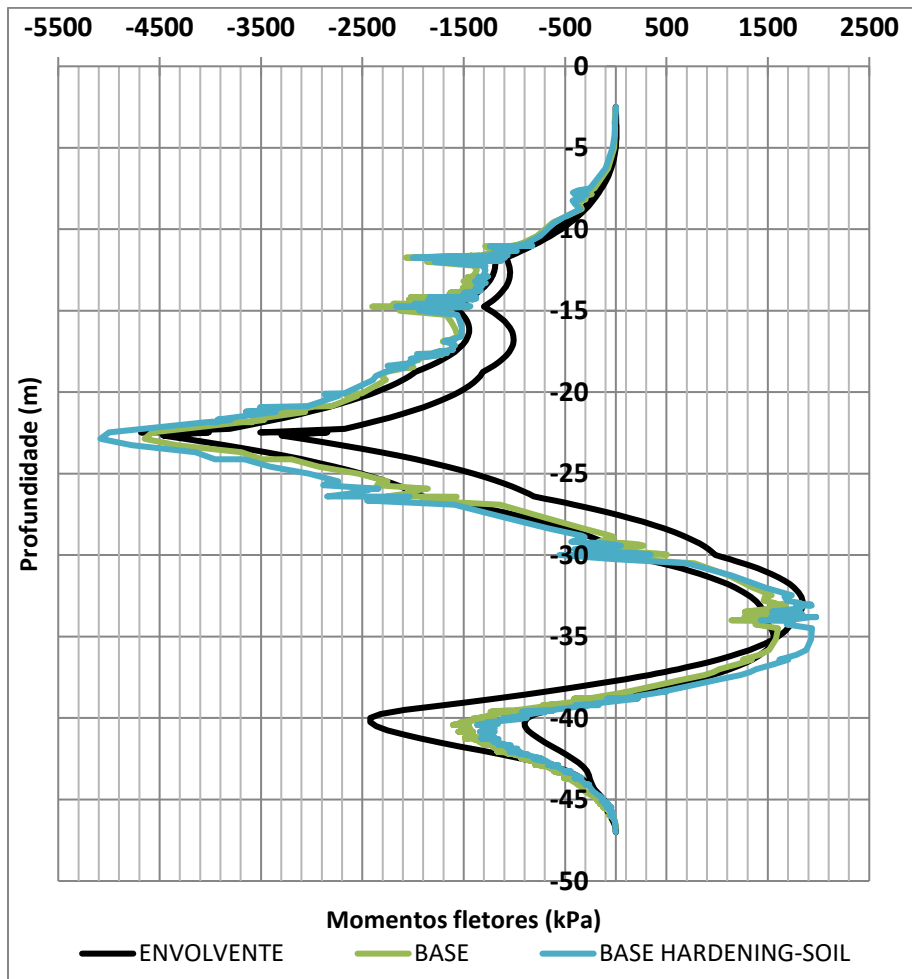


Figura A2.7 – Comparação dos momentos do modelo BASE (modelo constitutivo das areias siltosas: Tresca) com o modelo BASE HARDENING SOIL (modelo constitutivo das areias siltosas: *Hardening Soil*)

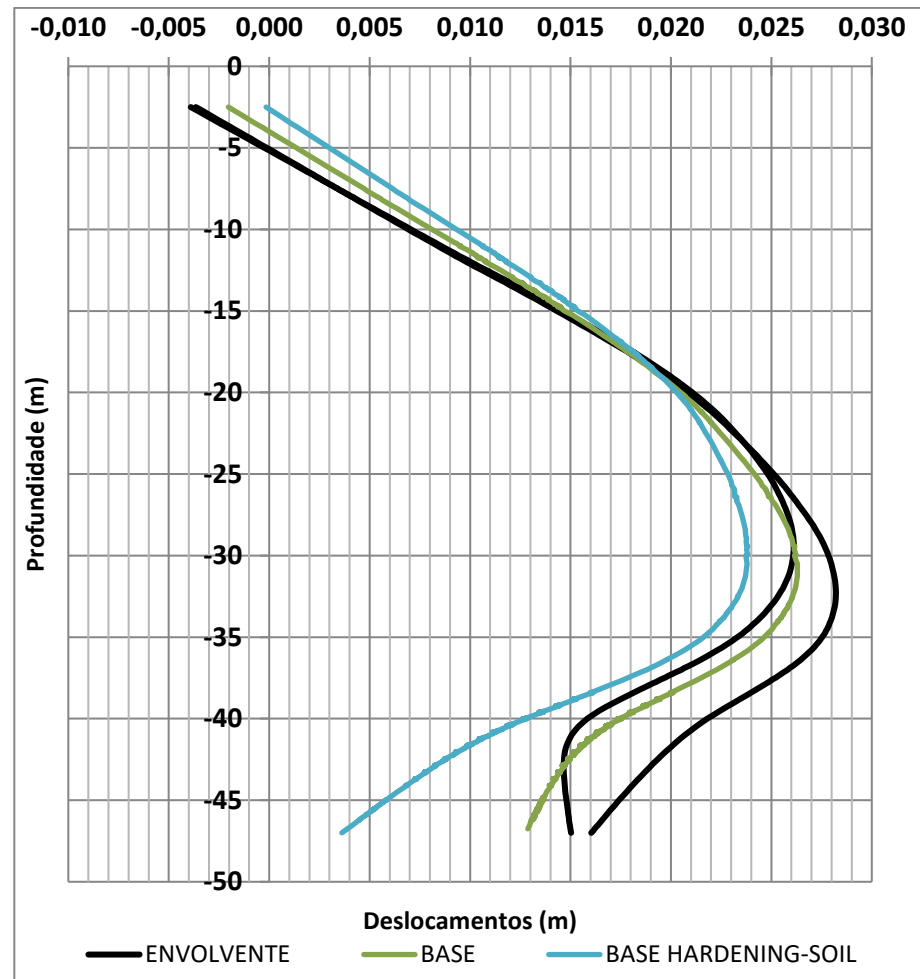


Figura A2.8 – Comparação dos deslocamentos do modelo BASE (modelo constitutivo das areias siltosas: Tresca) com o modelo BASE HARDENING SOIL (modelo constitutivo das areias siltosas: *Hardening Soil*)

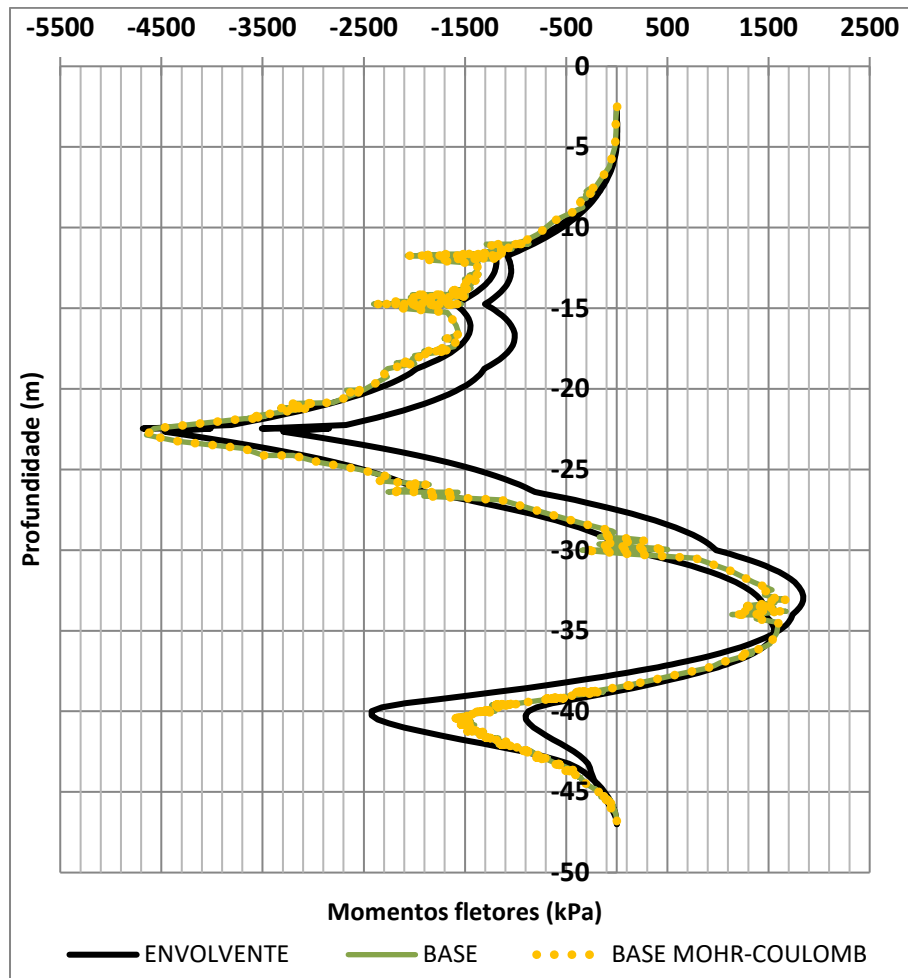


Figura A2.9 – Comparação dos momentos do modelo BASE (modelo constitutivo das colunas de *jet-grouting*: Tresca) com o modelo BASE MOHR-COULOMB (modelo constitutivo das colunas de *jet-grouting*: Mohr-Coulomb)

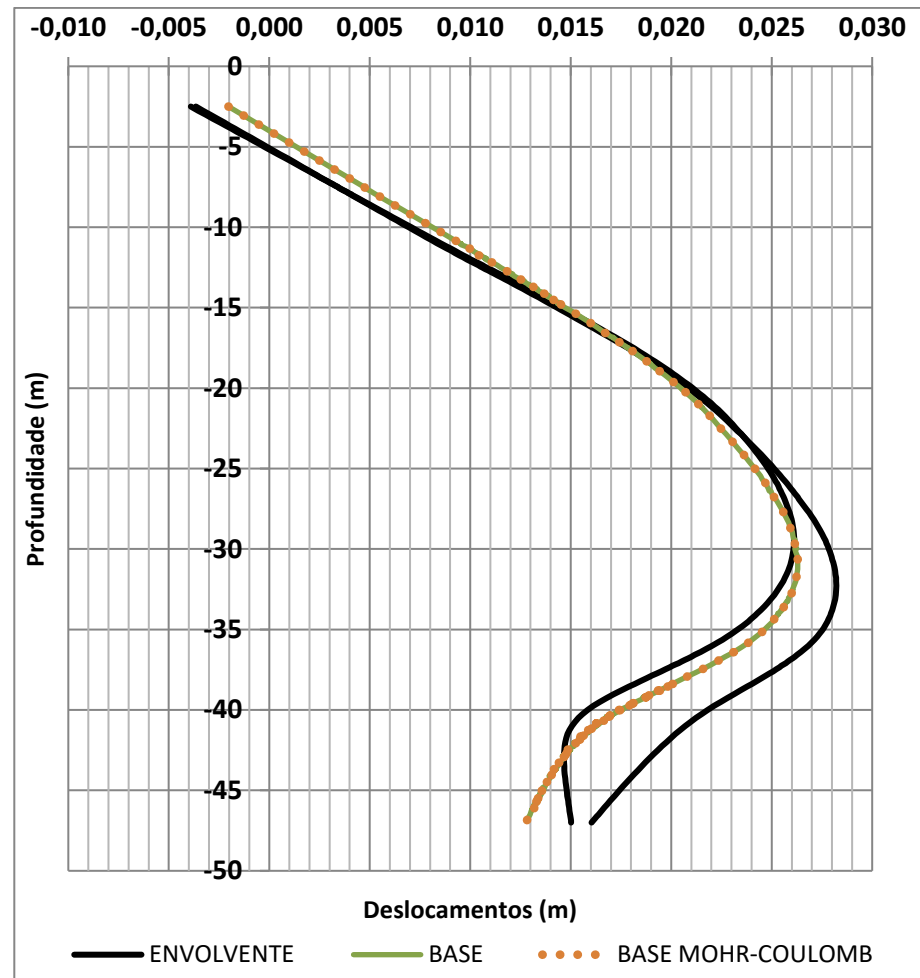


Figura A2.10 – Comparação dos deslocamentos do modelo BASE (modelo constitutivo das colunas de *jet-grouting*: Tresca) com o modelo BASE MOHR-COULOMB (modelo constitutivo das colunas de *jet-grouting*: Mohr-Coulomb)

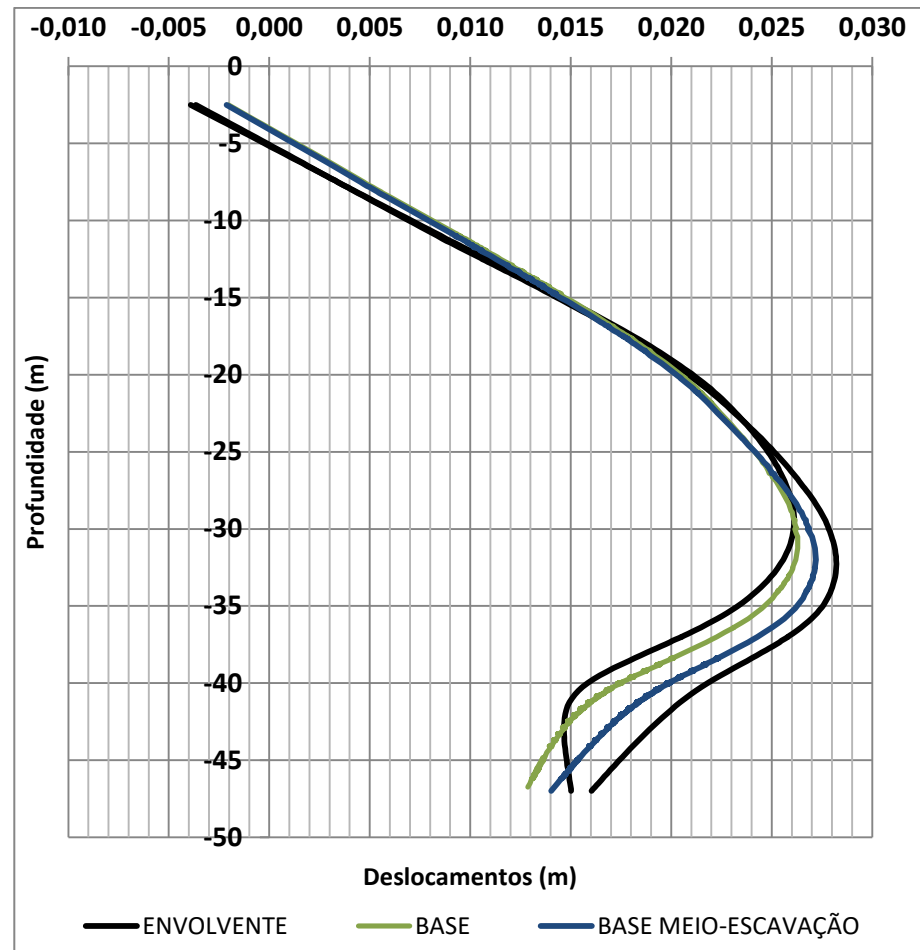
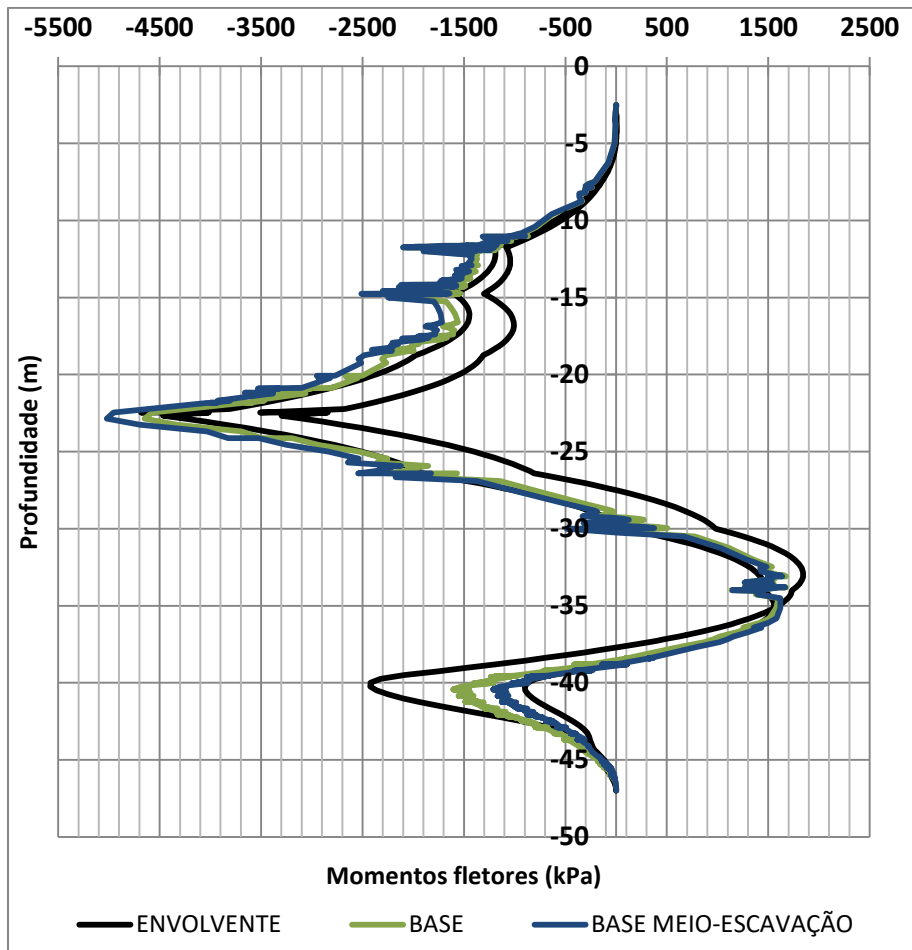


Figura A2.11 – Comparação dos momentos do modelo BASE (colocação das colunas de *jet-grouting* em simultâneo que a construção das paredes moldadas) com o modelo BASE MEIO-ESCAVAÇÃO (colocação das colunas de *jet-grouting* quando a escavação vai a meio)

Figura A2.12 – Comparação dos deslocamentos do modelo BASE (colocação das colunas de *jet-grouting* em simultâneo que a construção das paredes moldadas) com o modelo BASE MEIO-ESCAVAÇÃO (colocação das colunas de *jet-grouting* quando a escavação vai a meio)

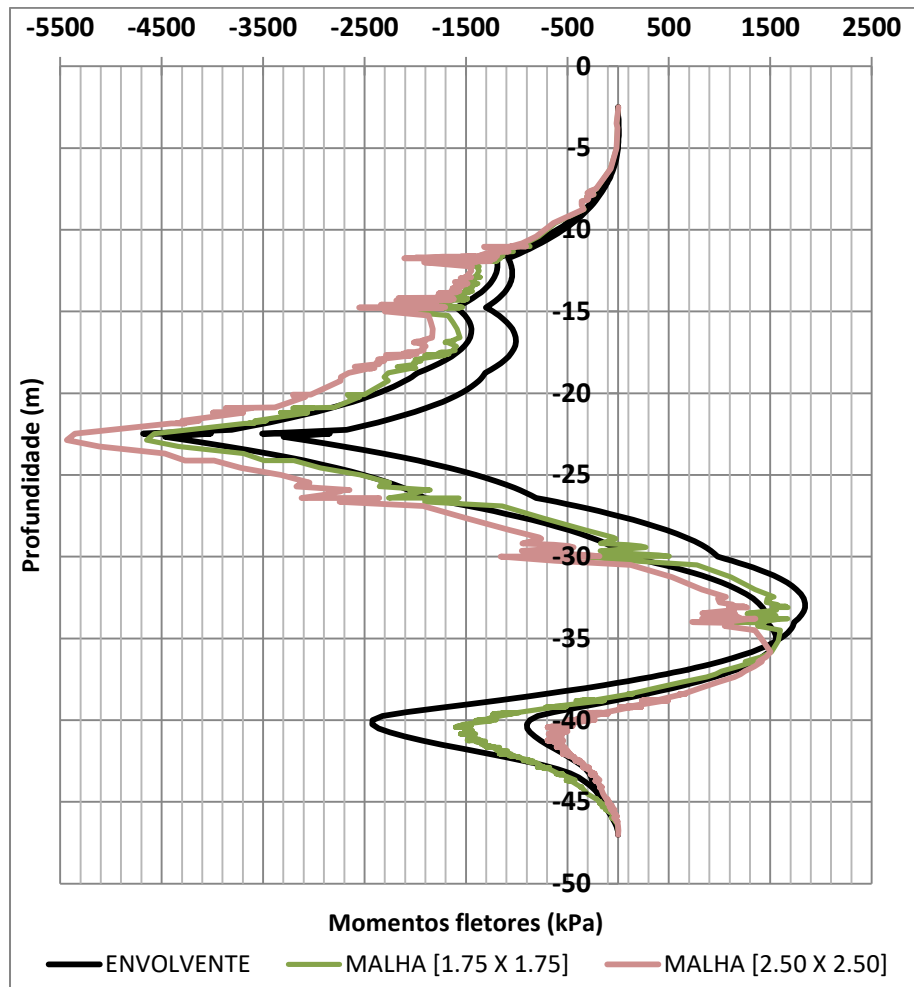


Figura A2.13 – Comparação dos momentos do modelo BASE (malha das colunas [1,75 x 1,75] com  $D = 1m$ ) com o modelo BASE MALHA [2,50X2,50] (malha das colunas [2,50 x 2,50] com  $D = 1m$ )

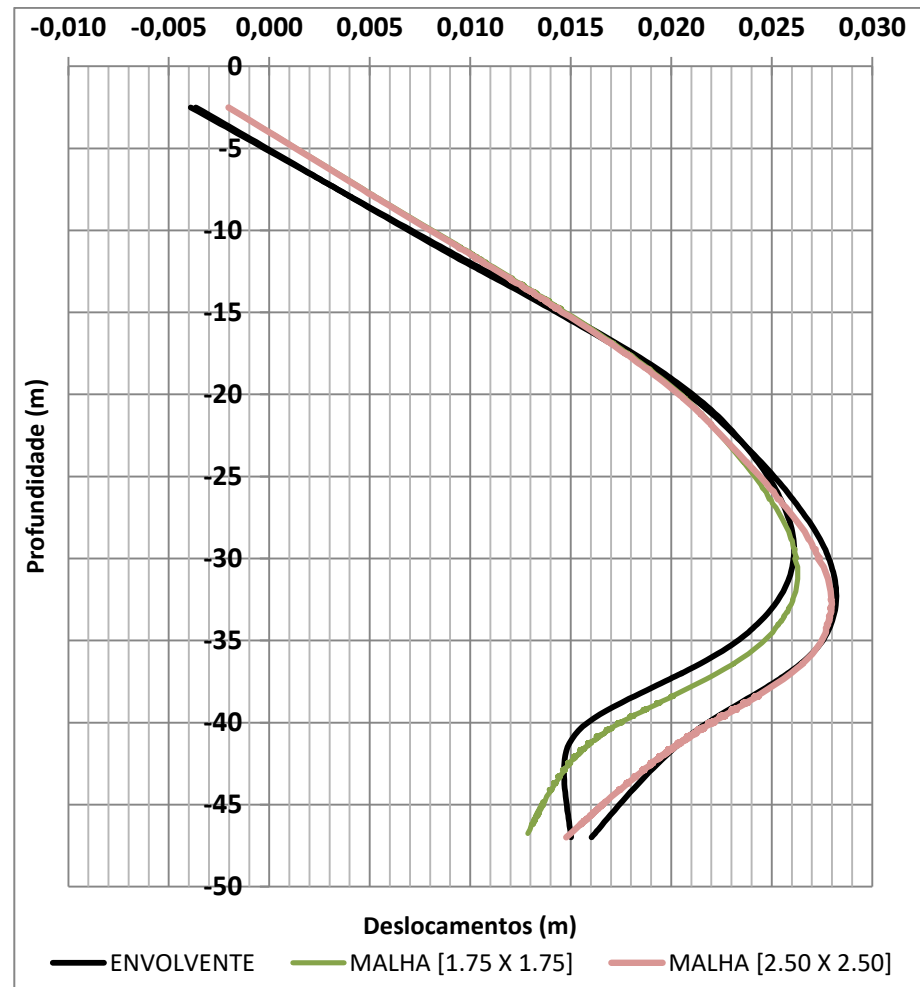


Figura A2.14 – Comparação dos deslocamentos do modelo BASE (malha das colunas [1,75 x 1,75] com  $D = 1m$ ) com o modelo BASE MALHA [2,50X2,50] (malha das colunas [2,50 x 2,50] com  $D = 1m$ )

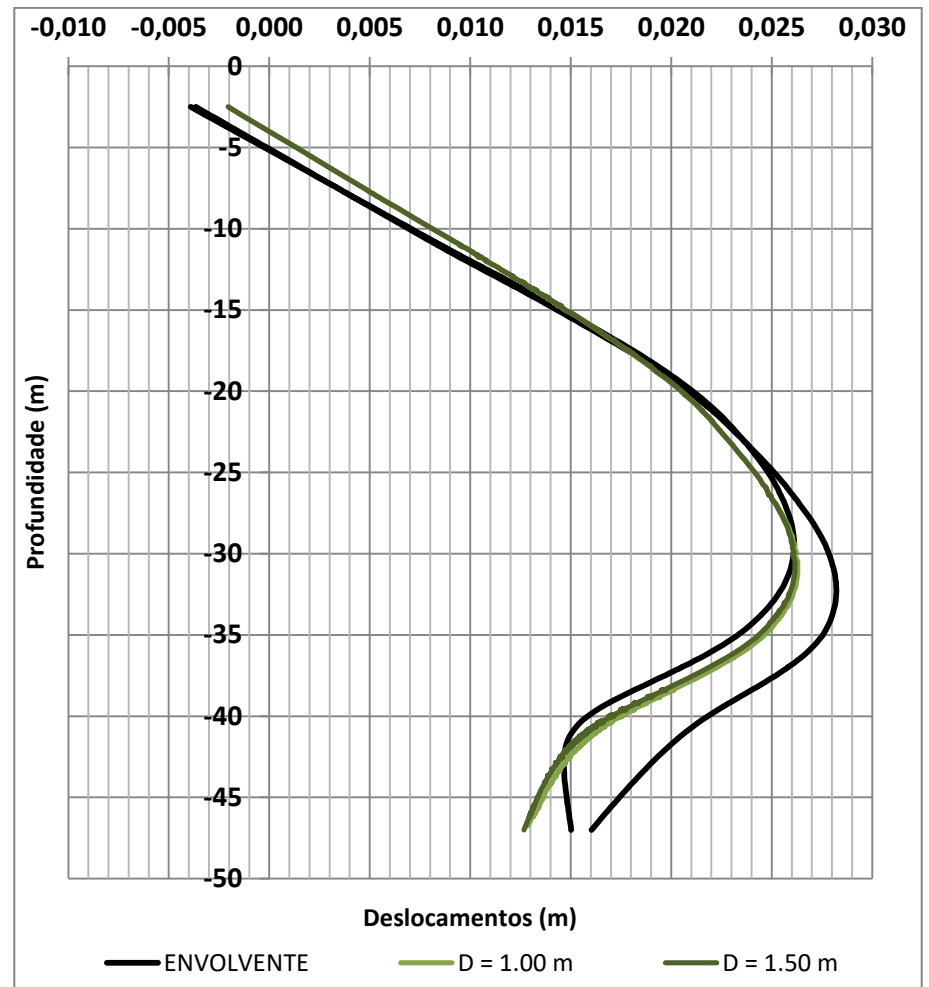
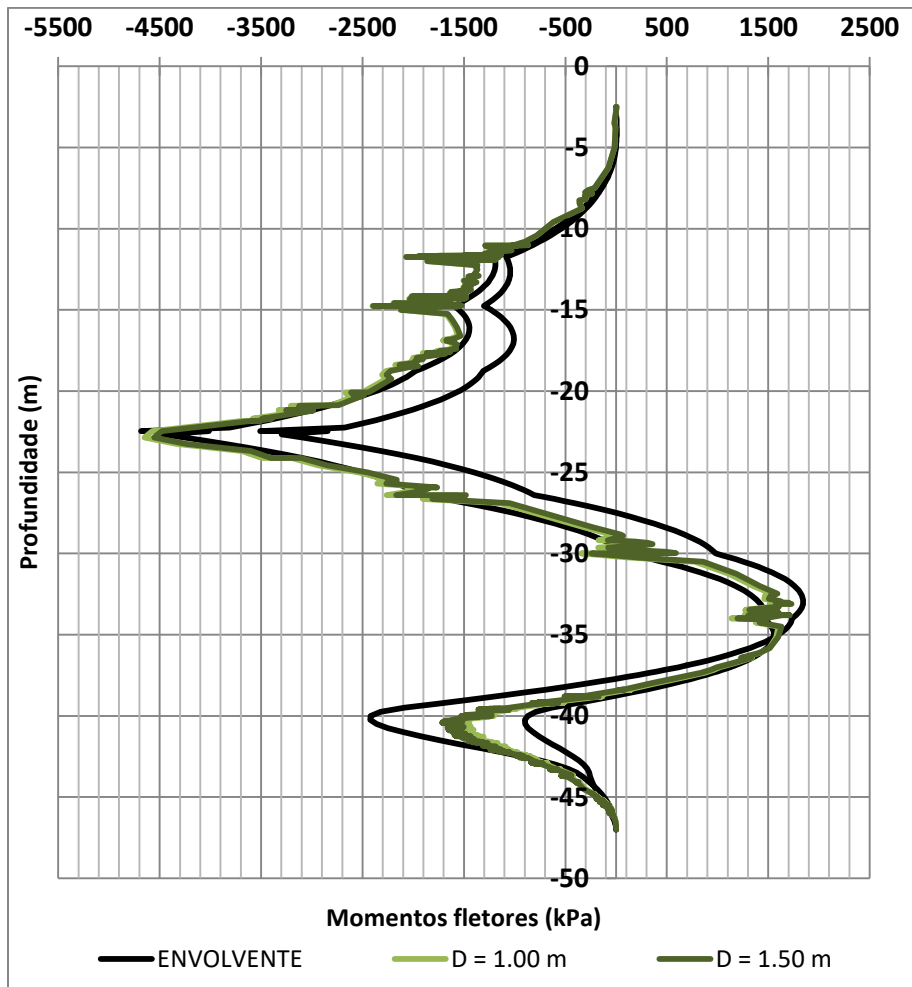


Figura A2.15 – Comparação dos momentos do modelo BASE (malha das colunas [1,75 × 1,75] com D = 1m) com o modelo BASE MALHA [2,625X2,625] C/ D= 1,50m (malha das colunas[2,625 × 2,625] com D = 1,5m)

Figura A2.16 – Comparação dos deslocamentos do modelo BASE (malha das colunas [1,75 × 1,75] com D = 1m) com o modelo BASE MALHA [2,625X2,625] C/ D= 1,50m (malha das colunas[2,625 × 2,625] com D = 1,5m)

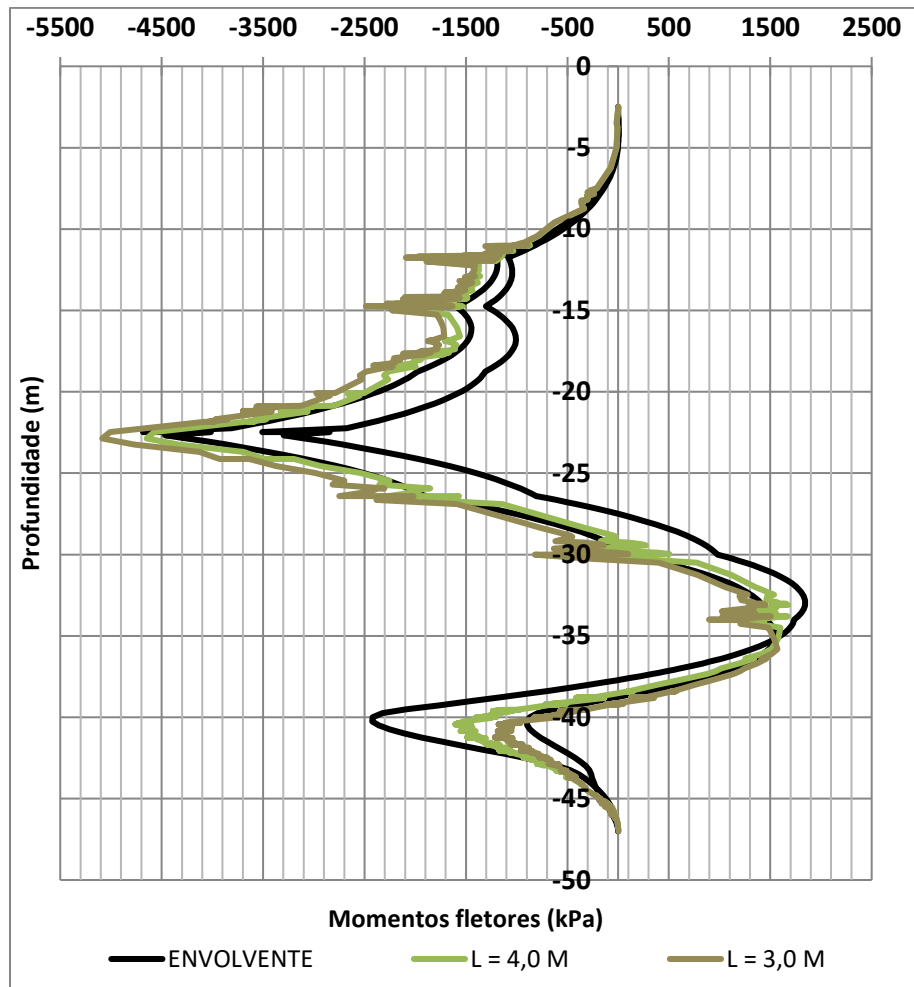


Figura A2.17 – Comparação dos momentos do modelo BASE (comprimento das colunas  $L = 4m$ ) com o modelo BASE COMPRIMENTO  $L = 3m$  (comprimento das colunas  $L = 3m$ )

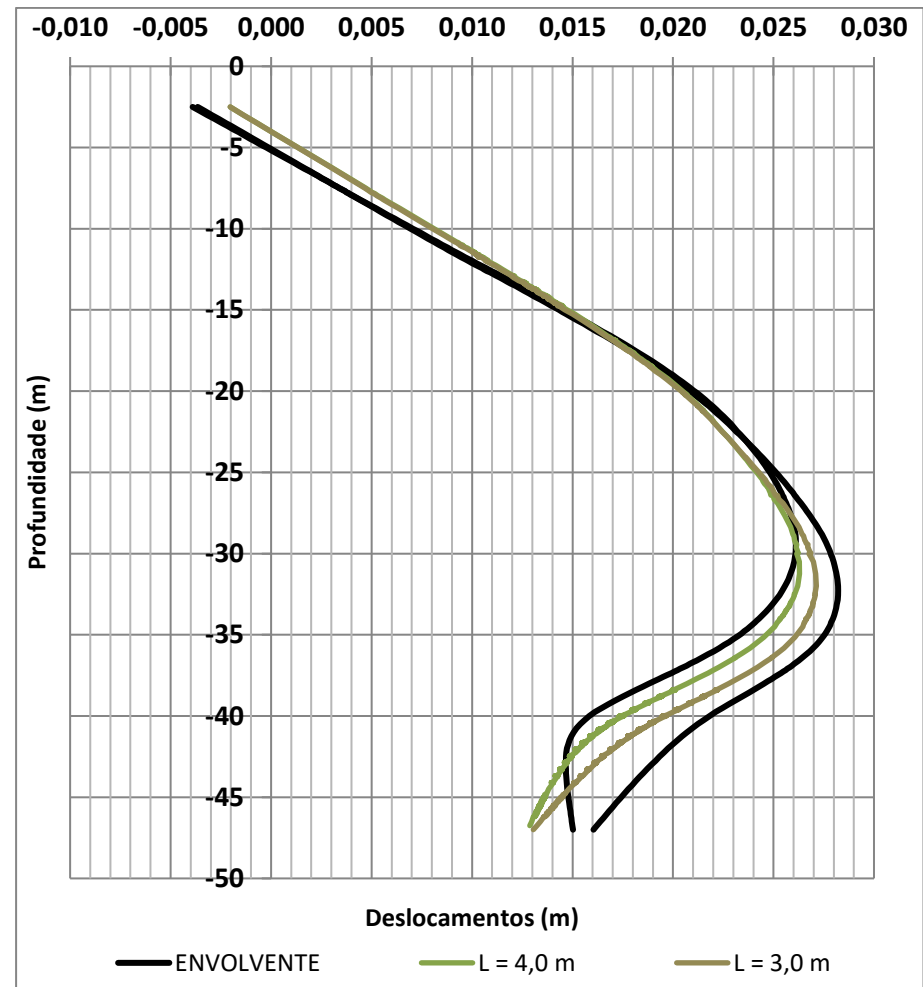


Figura A2.18 – Comparação dos deslocamentos do modelo BASE (comprimento das colunas  $L = 4m$ ) com o modelo BASE COMPRIMENTO  $L = 3m$  (comprimento das colunas  $L = 3m$ )

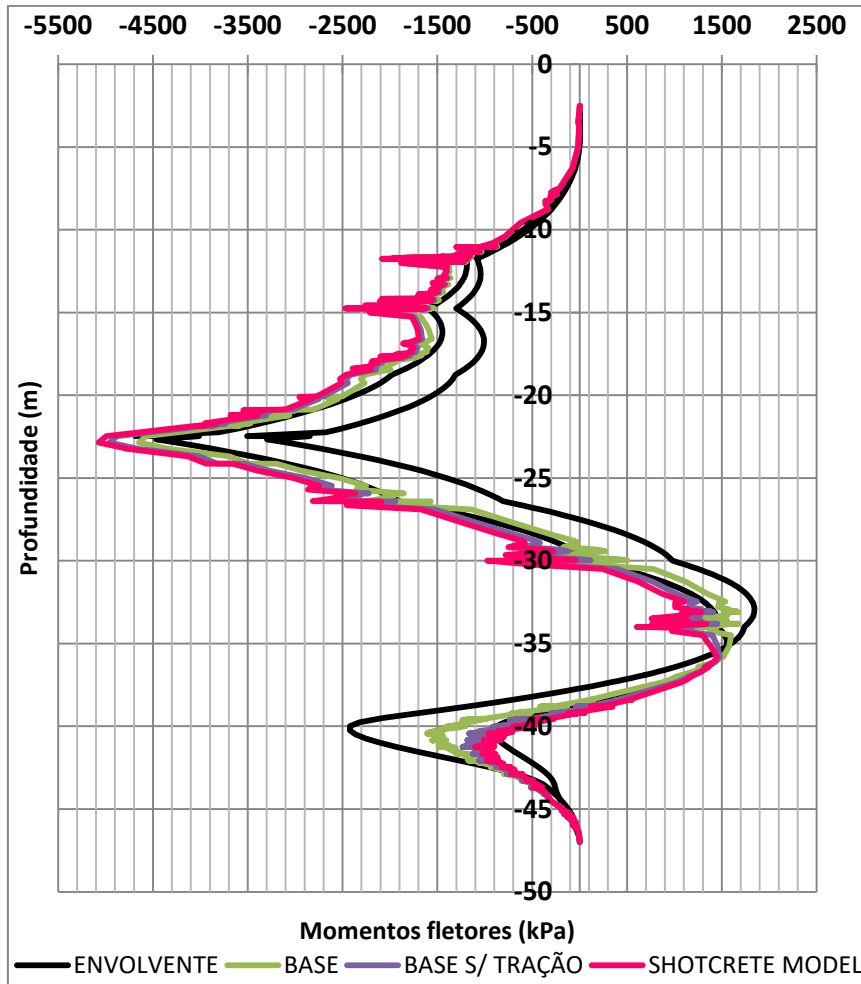


Figura A2.19 – Comparação dos momentos do modelo BASE (modelo constitutivo das colunas de *jet-grouting*: Tresca) com o modelo SHOTCRETE MODEL (modelo constitutivo das colunas de *jet-grouting*: Shotcrete) e o modelo BASE S/ TRAÇÃO

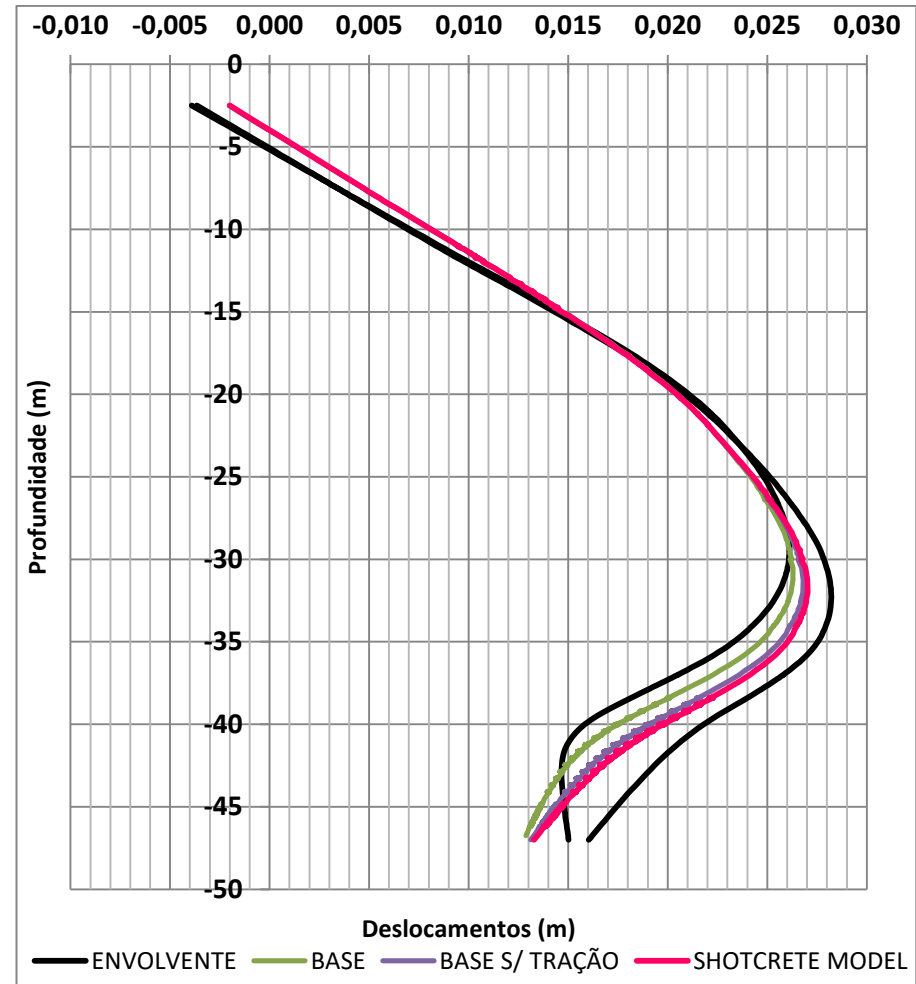


Figura A2.20 – Comparação dos deslocamentos do modelo BASE (modelo constitutivo das colunas de *jet-grouting*: Tresca) com o modelo SHOTCRETE MODEL (modelo constitutivo das colunas de *jet-grouting*: Shotcrete) e o modelo BASE S/ TRAÇÃO

