



CONTENÇÃO COM PAREDES AUTOPORTANTES DE JET GROUTING EM ESCAVAÇÕES CILÍNDRICAS

GONÇALO MIGUEL TORRÃO GUERRA

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

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2008/2009 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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

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

A meus Pais, Irmã e Irmão

O começo de todas as ciências é o espanto de as coisas serem o que são

Aristóteles

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar o meu sincero agradecimento a todos aqueles que contribuíram para a concretização deste documento.

Destaco a confiança, o conselho e o incentivo do Prof. Doutor José Leitão Borges, pela inextinguível disponibilidade, apoio, interesse e entusiasmo que sempre demonstrou e que foram imprescindíveis para o desenvolvimento do trabalho.

Aos meus amigos e colegas, pelo companheirismo, amizade e partilha de saberes, deixo o reconhecimento merecido.

Por fim, à minha mãe, ao meu pai e à minha irmã pelo apoio, estímulo e disponibilidade que sempre tiveram, e ao meu irmão pela lealdade da nossa amizade deixo o meu apreço, estima e valia.

RESUMO

Esta dissertação pretende contribuir para um melhor conhecimento sobre escavações cilíndricas em solos argilosos sobreconsolidados recorrendo a paredes autoportantes de jet grouting. É analisado o comportamento evolutivo no tempo decorrente do processo de consolidação.

Apresentam-se alguns estudos sobre o comportamento de escavações circulares e elípticas em solos sobreconsolidados, procurando-se realçar exemplos reais e vantagens na sua utilização prática. É, também, exposta uma revisão bibliográfica da tecnologia de jet grouting.

Recorre-se a um programa de cálculo automático, baseado no método dos elementos finitos, que permite efectuar análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de Biot). A modelação do comportamento do solo é feita através de um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- θ).

Com este programa estuda-se numericamente um problema base de uma escavação cilíndrica, num maciço argiloso sobreconsolidado, suportada por uma parede de jet-grouting, analisando-se o comportamento da obra desde o início da construção até ao final do período de consolidação.

Posteriormente, realizam-se diversas análises paramétricas com o objectivo de avaliar a influência de alguns parâmetros no comportamento global da obra, nomeadamente o diâmetro da escavação, a espessura da parede de contenção, a altura enterrada da cortina e o módulo de deformabilidade do jet-grouting.

Por último, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral decorrentes do trabalho desenvolvido.

PALAVRAS-CHAVE: escavações cilíndricas, jet grouting, consolidação, modelação numérica.

ABSTRACT

The aim of this thesis is to contribute for a better understanding of cylindrical excavations in overconsolidated clayey soils supported by jet-grouting walls.

The time-dependent behaviour associated to the consolidation is analysed.

Some studies on the behavior of cylindrical excavations in overconsolidated soils are presented, real examples and advantages of their use in practice being pointed out. A bibliographical review of jet grouting technology is also presented.

A computer program, based on the finite elements method, which incorporates coupled formulation (extension of Biot theory), is used.

Using this program, a cylindrical excavation in an overconsolidated clay, supported by a jet grouting wall, is performed, both during and after the construction period.

Parametric studies are also carried out in order to evaluate the influence of several parameters on the problem behaviour, namely the excavation diameter, the retaining wall thickness, the wall length below excavation base and the jet grouting modulus.

Finally, several overall conclusions resulting from this study are presented.

KEYWORDS: cylindrical excavation, jet grouting, consolidation, numerical modelling.

ÍNDICE GERAL

| | |
|--|-----|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | iii |
| ABSTRACT | v |
| | |
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| | |
| 2. PAREDES DE CONTENÇÃO CIRCULARES OU ELÍPTICAS | 3 |
| 2.1. INTRODUÇÃO | 3 |
| 2.2. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO | 3 |
| 2.3. PRINCIPAIS VANTAGENS DO RECURSO A POÇOS DE CONTENÇÃO ELÍPTICOS | 6 |
| 2.4. SOLUÇÃO TEÓRICA DE UM POÇO CIRCULAR SUJEITO A UMA CARGA CRESCENTE LINEARMENTE EM PROFUNDIDADE | 6 |
| | |
| 3. JET-GROUTING | 11 |
| 3.1. INTRODUÇÃO | 11 |
| 3.2. CAMPO DE APLICAÇÃO | 11 |
| 3.3. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET-GROUTING | 14 |
| 3.3.1. EQUIPAMENTO | 14 |
| 3.3.2. PROCEDIMENTO | 15 |
| 3.3.3. SISTEMAS DE JET-GROUTING | 16 |
| 3.3.4. CONTROLO DE QUALIDADE | 22 |
| 3.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET-GROUTING | 22 |
| 3.5. PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO MECANISMO FÍSICO DO JET-GROUTING | 23 |
| 3.6. CARACTERÍSTICAS FINAIS DO MATERIAL TRATADO | 25 |
| 3.6.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS | 25 |
| 3.6.2. RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MATERIAL TRATADO | 27 |
| 3.6.3. PERMEABILIDADE | 29 |
| 3.7. EXEMPLOS DE OBRA | 30 |
| | |
| 4. ESTUDO BASE | 31 |

| | |
|---|----|
| 4.1. INTRODUÇÃO | 31 |
| 4.2. MODELO NUMÉRICO | 31 |
| 4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS | 31 |
| 4.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS..... | 32 |
| 4.2.3. MODELO CONSTITUIVO DO SOLO. O MODELO P-Q- θ | 34 |
| 4.3. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA BASE | 36 |
| 4.3.1. INTRODUÇÃO | 36 |
| 4.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL..... | 37 |
| 4.3.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS..... | 41 |
| 4.4. ANÁLISE DE RESULTADOS | 42 |
| 4.4.1. INTRODUÇÃO | 42 |
| 4.4.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO | 43 |
| 4.4.2.1. Evolução do estado de tensão | 43 |
| 4.4.2.2. Deslocamentos | 56 |
| 4.4.2.3. Pressões de terras sobre as faces da cortina | 60 |
| 4.4.2.4. Momentos flectores na cortina | 61 |
| 4.4.2.5. Compressão na secção vertical da parede | 62 |
| 4.4.3. COMPORTAMENTO PÓS-CONSTRUÇÃO..... | 63 |
| 4.4.3.1. Considerações gerais..... | 63 |
| 4.4.3.2. Evolução do estado de tensão | 64 |
| 4.4.3.3. Pressão de terras sobre as faces da cortina..... | 75 |
| 4.4.3.4. Deslocamentos | 75 |
| 4.4.3.5. Momentos flectores na cortina | 80 |
| 4.4.3.6. Compressão na secção vertical da parede | 82 |
| | |
| 5. ANÁLISES PARAMÉTRICAS | 85 |
| 5.1. INTRODUÇÃO | 85 |
| 5.2. INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DE ESCAVAÇÃO | 86 |
| 5.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS | 86 |
| 5.2.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO | 87 |
| 5.2.2.1. Excessos de pressão neutra | 87 |
| 5.2.2.2. Níveis de tensão | 87 |

| | |
|---|------------|
| 5.2.2.3. Pressão de terras sobre as faces da cortina..... | 91 |
| 5.2.2.4. Momentos flectores na cortina..... | 91 |
| 5.2.2.5. Compressão na secção vertical da parede..... | 92 |
| 5.2.2.6. Variação das tensões horizontais e verticais da parede de contenção..... | 93 |
| 5.2.3. DESLOCAMENTOS..... | 96 |
| 5.3. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE..... | 98 |
| 5.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS..... | 98 |
| 5.3.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO..... | 98 |
| 5.3.2.1. Excessos de pressão neutra..... | 98 |
| 5.3.2.2. Pressão de terras sobre as faces da cortina..... | 100 |
| 5.3.2.3. Momentos flectores na cortina..... | 100 |
| 5.3.2.4. Compressão na secção vertical da parede..... | 101 |
| 5.3.2.5. Variação das tensões horizontais e verticais da parede de contenção..... | 102 |
| 5.3.3. DESLOCAMENTOS..... | 105 |
| 5.4. INFLUÊNCIA DA ALTURA ENTERRADA DA PAREDE..... | 107 |
| 5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS..... | 107 |
| 5.4.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO..... | 108 |
| 5.4.2.1. Excessos de pressão neutra..... | 108 |
| 5.4.2.2. Níveis de tensão..... | 110 |
| 5.4.2.3. Tensões de corte..... | 111 |
| 5.4.2.4. Pressão de terras sobre as faces da cortina..... | 112 |
| 5.4.2.5. Momentos flectores na cortina..... | 113 |
| 5.4.2.6. Compressão na secção vertical da parede..... | 114 |
| 5.4.2.7. Variação das tensões horizontais e verticais da parede de contenção..... | 114 |
| 5.4.3. DESLOCAMENTOS..... | 117 |
| 5.5. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO JET-GROUTING..... | 119 |
| 5.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS..... | 119 |
| 5.5.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO..... | 119 |
| 5.5.2.1. Excessos de pressão neutra..... | 120 |
| 5.5.2.2. Níveis de tensão..... | 122 |
| 5.5.2.3. Pressão de terras sobre as faces da cortina..... | 125 |
| 5.5.2.4. Momentos flectores na cortina..... | 125 |
| 5.5.2.5. Compressão na secção vertical da parede..... | 126 |

5.5.2.6. Variação das tensões horizontais e verticais da parede de contenção 127

5.5.3. DESLOCAMENTOS 130

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS 133

BIBLIOGRAFIA 137

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – PAREDES DE CONTENÇÃO CIRCULARES OU ELÍPTICAS

| | |
|---|---|
| Fig.2.1 – Vista aérea da escavação do poço central da estação Marquês (Topa Gomes, 2008)..... | 4 |
| Fig. 2.2 – Exemplo de construção de um poço de acesso (Topa Gomes, 2008): a) estação Bolhão; b) estação Faria de Guimarães..... | 4 |
| Fig.2.3 – Poços circulares no metro de S. Paulo (Topa Gomes, 2008): a) Poço Jardins – Acesso estação Óscar Freire – linha 4 Metro de S. Paulo; b) Poço Sul – estação Vila Prudente – Metro S. Paulo | 5 |
| Fig.2.4 – Fotografia aérea após acidente na estação Pinheiros – Metro de S. Paulo (Topa Gomes, 2008) | 5 |
| Fig.2.5 – Esquema de cargas e definição de variáveis para um depósito cilíndrico simplesmente apoiado na base (Topa Gomes, 2008) | 7 |
| Fig.2.6 – Evolução dos esforços de membrana e deformações horizontais para um poço sujeito a uma carga linearmente variável em profundidade (Topa Gomes, 2008)..... | 8 |
| Fig.2.7 – Evolução dos momentos flectores na direcção vertical para um poço sujeito a uma carga linearmente variável em profundidade (Topa Gomes, 2008)..... | 9 |

CAPÍTULO 3 – JET-GROUTING

| | |
|--|----|
| Fig.3.1 – Exemplos de aplicação de jet-grouting (Mascarenhas, 2007): a) recalce do edifício; b) contenção definitiva com selagem de espaços entre estacas armadas; c) travamento de paredes moldadas; d) reforço de ensoleiramento; e) poços de contenção; f) aumento da reacção de bolbos de ancoragens; g) consolidação do emboquilhamento de um túnel; h) protecção de pilares de pontes contra a erosão..... | 13 |
| Fig.3.2 – a) Diagrama esquemático da técnica de jet-grouting em diferentes fases; b) pormenores da extremidade da vara (Carreto, 1999) | 15 |
| Fig.3.3 – Etapas de execução de jet-grouting – sistema de jacto triplo (Pinto, 2008): a) introdução da vara; b) saídas de jactos de água e ar; c) elevação da vara rotacionalmente com bombagem simultânea de calda: c1) coluna; c2) parede de colunas..... | 15 |
| Fig.3.4 – Sistemas tradicionais de jet-grouting: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Layne Construction) | 16 |
| Fig.3.5 – Pormenores da parte inferior da vara para os três sistemas de jet-grouting (adaptado de Carreto, 1999): a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo..... | 18 |
| Fig.3.6 – Controlo de qualidade (Pinto, 2008): a) execução de colunas teste; b) recolha de amostras..... | 22 |
| Fig.3.7 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (Carreto, 1999)..... | 23 |
| Fig.3.8 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoeretes (Carreto, 2000) | 26 |
| Fig.3.9 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos (Carreto, 2000) | 27 |

Fig.3.10 – Panorâmica da parede de contenção em jet-grouting (Pinto, 2008)..... 30

CAPÍTULO 4 – ESTUDO BASE

Fig.4.1 – Método incremental (Lopes, 2001)..... 33

Fig.4.2 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas de deslocamentos e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas de deslocamento..... 34

Fig.4.3 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo p-q- θ (no referencial p-q); c) endurecimento (trajectória de tensões 1 – 2); d) amolecimento (trajectória de tensões 3 – 4) (Borges, 2005) 36

Fig.4.4 – Interpretação do que se passa na secção transversal duma peça de secção tubular circular sujeita a pressão exterior..... 38

Fig.4.5 – a) Características da escavação (vista em corte); b) contenção com paredes autoportantes de jet-grouting em escavações cilíndricas (vista tridimensional) 40

Fig.4.6 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base..... 41

Fig.4.7 – Condições hidráulicas no final da consolidação..... 42

Fig.4.8 – Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado, correspondente à solicitação do provete por uma carga isotrópica (igual em todas as direcções) seguida de uma carga axial (Borges, 1995)..... 42

Fig.4.9 – Excessos de pressão neutra no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 4 m de escavação; c) aos 6 m de escavação; d) aos 8 m de escavação; e) aos 10 m de escavação; f) aos 12 m de escavação..... 44

Fig.4.10 – Pressões neutras no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 4 m de escavação; c) aos 6 m de escavação; d) aos 8 m de escavação; e) aos 10 m de escavação; f) aos 12 m de escavação..... 45

Fig.4.11 – Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 4 m de escavação; c) aos 6 m de escavação; d) aos 8 m de escavação; e) aos 10 m de escavação; f) aos 12 m de escavação 47

Fig.4.12 – Tensão efectiva horizontal no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 8 m de escavação; c) aos 12 m de escavação 48

Fig.4.13 – Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 4 m de escavação; c) aos 6 m de escavação; d) aos 8 m de escavação; e) aos 10 m de escavação; f) aos 12 m de escavação 49

Fig.4.14 – Tensão efectiva vertical no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 8 m de escavação; c) aos 12 m de escavação 50

Fig.4.15 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 4 m de escavação; c) aos 6 m de escavação; d) aos 8 m de escavação; e) aos 10 m de escavação; f) aos 12 m de escavação 52

Fig.4.16 – Níveis de tensão no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 4 m de escavação; c) aos 6 m de escavação; d) aos 8 m de escavação; e) aos 10 m de escavação; f) aos 12 m de escavação..... 53

| | |
|--|----|
| Fig.4.17 – Comportamento de solos sobreconsolidados (Costa, 2005) | 54 |
| Fig.4.18 – Tensões principais efectivas no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 8 m de escavação; c) aos 12 m de escavação | 54 |
| Fig.4.19 – Configuração das deformadas no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 8 m de escavação; c) aos 12 m de escavação | 56 |
| Fig.4.20 – Deslocamentos laterais da cortina para diferentes profundidades de escavação | 57 |
| Fig.4.21 – Deslocamento horizontal da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação | 58 |
| Fig.4.22 – Deslocamento vertical da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação | 58 |
| Fig.4.23 – Levantamento do fundo de escavação para diferentes profundidades de escavação..... | 59 |
| Fig.4.24 – Funcionamento estrutural simplificado da parede de contenção para o fim da escavação . | 60 |
| Fig.4.25 – Pressão de terras na cortina para diferentes profundidades de escavação..... | 60 |
| Fig.4.26 – Diagrama de momentos flectores na cortina para diferentes profundidades de escavação | 61 |
| Fig.4.27 – Compressão na secção vertical da parede, σ_z | 62 |
| Fig.4.28 – Rede de fluxo para um escoamento bidimensional num meio isotrópico e homogéneo (Matos Fernandes, 2006) | 63 |
| Fig.4.29 – Pressões neutras no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação; e) fim da consolidação | 65 |
| Fig.4.30 – Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação; e) fim da consolidação..... | 66 |
| Fig.4.31 – Tensão efectiva horizontal no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 6 meses após a escavação; c) fim da consolidação | 67 |
| Fig.4.32 – Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação; e) fim da consolidação | 68 |
| Fig.4.33 – Tensão efectiva vertical no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 6 meses após a escavação; c) fim da consolidação | 69 |
| Fig.4.34 – Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação; e) fim da consolidação..... | 70 |
| Fig.4.35 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação; e) fim da consolidação | 72 |
| Fig.4.36 – Níveis de tensão no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação; e) fim da consolidação | 73 |
| Fig.4.37 – Tensões principais efectivas no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 6 meses após a escavação; c) fim da consolidação | 74 |

| | |
|---|----|
| Fig.4.38 – Pressão de terras sobre as faces da cortina no fim da construção e no fim da consolidação | 75 |
| Fig.4.39 – Configuração das deformadas no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 6 meses após a escavação; c) fim da consolidação | 76 |
| Fig.4.40 – Deslocamentos laterais da cortina no fim da construção e no fim da consolidação..... | 77 |
| Fig.4.41 – Deslocamentos horizontais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação . | 78 |
| Fig.4.42 – Deslocamentos verticais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação | 78 |
| Fig.4.43 – Levantamento do fundo de escavação no fim da construção e no fim da consolidação..... | 79 |
| Fig.4.44 – Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno do lado suportado | 79 |
| Fig.4.45 – Evolução temporal do assentamento máximo da superfície do terreno do lado suportado | 80 |
| Fig.4.46 – Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação | 80 |
| Fig.4.47 – Diagrama de momentos flectores na cortina no final da construção e no final da consolidação | 81 |
| Fig.4.48 – Tensões totais verticais na parede: a) fim da escavação; b) fim da consolidação | 82 |
| Fig.4.49 – Compressão na secção vertical da parede, σ_z | 82 |

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS

| | |
|---|----|
| Fig.5.1 – Excesso de pressão neutra no final da escavação: a) D=24m; b) D=20m; c) D=16m; d) D=12m | 88 |
| Fig.5.2 – Níveis de tensão no final da escavação: a) D=24m; b) D=20m; c) D=16m; d) D=12m | 89 |
| Fig.5.3 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) D=24m; b) D=20m; c) D=16m; d) D=12m | 90 |
| Fig.5.4 – Influência do diâmetro de escavação na pressão de terras sobre as faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação | 91 |
| Fig.5.5 – Influência do diâmetro de escavação sobre o diagrama de momentos flectores no final da escavação e no final da consolidação | 92 |
| Fig.5.6 – Influência do diâmetro de escavação na compressão da secção vertical da parede, σ_z , no final da escavação e no final da consolidação | 92 |
| Fig.5.7 – Influência do diâmetro de escavação na tensão vertical (σ_y) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 94 |
| Fig.5.8 – Influência do diâmetro de escavação na tensão vertical (σ_y) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 94 |
| Fig.5.9 – Influência do diâmetro de escavação na tensão horizontal (σ_x) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 95 |
| Fig.5.10 – Influência do diâmetro de escavação na tensão horizontal (σ_x) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 95 |
| Fig.5.11 – Influência do diâmetro de escavação sobre os deslocamentos laterais da cortina no final da escavação e no final da consolidação | 96 |

| | |
|--|-----|
| Fig.5.12 – Influência do diâmetro de escavação sobre os deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação..... | 97 |
| Fig.5.13 – Influência do diâmetro de escavação sobre os deslocamentos verticais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação..... | 97 |
| Fig.5.14 – Influência do diâmetro de escavação sobre o levantamento do fundo da escavação no final da escavação e no final da consolidação | 98 |
| Fig.5.15 – Excesso de pressão neutra no final da escavação: a) e=1,2m; b) e=1,4m; c) e=1,6m; d) e=1,8m..... | 99 |
| Fig.5.16 – Influência da espessura da parede na pressão de terras sobre as faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação | 100 |
| Fig.5.17 – Influência da espessura da parede sobre o diagrama de momentos flectores no final da escavação e no final da consolidação | 101 |
| Fig.5.18 – Influência da espessura da parede na compressão da secção vertical da parede, σ_z , no final da escavação e no final da consolidação..... | 101 |
| Fig.5.19 – Influência da espessura da parede na tensão vertical (σ_y) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 103 |
| Fig.5.20 – Influência da espessura da parede na tensão vertical (σ_y) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 103 |
| Fig.5.21 – Influência da espessura da parede na tensão horizontal (σ_x) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 104 |
| Fig.5.22 – Influência da espessura da parede na tensão horizontal (σ_x) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 104 |
| Fig.5.23 – Influência da espessura da parede sobre os deslocamentos laterais da cortina no final da escavação e no final da consolidação | 105 |
| Fig.5.24 – Influência da espessura da parede sobre os deslocamentos horizontais na superfície do maciço suportado no final da escavação e no final da consolidação | 106 |
| Fig.5.25 – Influência da espessura da parede sobre os deslocamentos verticais na superfície do maciço suportado no final da escavação e no final da consolidação | 106 |
| Fig.5.26 – Influência da espessura da parede sobre o levantamento do fundo da escavação no final da escavação e no final da consolidação | 107 |
| Fig.5.27 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) h=2,5m; b) h= 4,0m; c) h=5,5m... | 109 |
| Fig.5.28 – Excessos de pressão neutra no final da consolidação: a) h=2,5m; b) h= 4,0m; c) h=5,5m | 110 |
| Fig.5.29 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) h=2,5m; b) h= 4,0m; c) h=5,5m..... | 111 |
| Fig.5.30 – Tensões de corte no final da construção: a) h=2,5m; b) h= 4,0m; c) h=5,5m | 112 |
| Fig.5.31 – Influência da altura enterrada da cortina na pressão de terras sobre as faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação..... | 113 |
| Fig.5.32 – Influência da altura enterrada da cortina sobre o diagrama de momentos flectores no final da construção e no final da consolidação | 113 |

| | |
|---|-----|
| Fig.5.33 – Influência da altura enterrada da cortina na compressão da secção vertical da parede, σ_z no final da escavação e no final da consolidação | 114 |
| Fig.5.34 – Influência da altura enterrada da cortina na tensão vertical (σ_y) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 115 |
| Fig.5.35 – Influência da altura enterrada da cortina na tensão vertical (σ_y) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 115 |
| Fig.5.36 – Influência da altura enterrada da cortina na tensão horizontal (σ_x) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 116 |
| Fig.5.37 – Influência da altura enterrada da cortina na tensão horizontal (σ_x) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 116 |
| Fig.5.38 – Influência da altura enterrada da cortina sobre os deslocamentos laterais da cortina no final da escavação e no final da consolidação | 117 |
| Fig.5.39 – Influência da altura enterrada da cortina sobre os deslocamentos horizontais na superfície do maciço suportado no final da escavação e no final da consolidação | 118 |
| Fig.5.40 – Influência da altura enterrada da cortina sobre os deslocamentos verticais na superfície do maciço suportado no final da escavação e no final da consolidação | 118 |
| Fig.5.41 – Influência da altura enterrada da cortina sobre o levantamento do fundo da escavação no final da escavação e no final da consolidação | 119 |
| Fig.5.42 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) E=150MPa; b) E=500MPa; c) E=1500MPa; d) E=7500MPa; e) E=18000MPa | 121 |
| Fig.5.43 – Níveis de tensão no final da escavação: a) E=150MPa; b) E=500MPa; c) E=1500MPa; d) E=7500MPa; e) E=18000MPa..... | 123 |
| Fig.5.44 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) E=150MPa; b) E=500MPa; c) E=1500MPa; d) E=7500MPa; e) E=18000MPa..... | 124 |
| Fig.5.45 – Influência da deformabilidade do material da parede na pressão de terras sobre as faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação | 125 |
| Fig.5.46 – Influência da deformabilidade do material da parede sobre o diagrama de momentos flectores no final da construção e no final da consolidação | 126 |
| Fig.5.47 – Influência da deformabilidade do material da parede na compressão da secção vertical da parede, σ_z no final da escavação e no final da consolidação | 127 |
| Fig.5.48 – Influência do módulo de deformabilidade do material da parede na tensão vertical (σ_y) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 128 |
| Fig.5.49 – Influência do módulo de deformabilidade do material da parede na tensão vertical (σ_y) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 128 |
| Fig.5.50 – Influência do módulo de deformabilidade do material da parede na tensão horizontal (σ_x) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 129 |
| Fig.5.51 – Influência do módulo de deformabilidade do material da parede na tensão horizontal (σ_x) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação | 129 |

| | |
|--|-----|
| Fig.5.52 – Influência da deformabilidade do material da parede deslocamentos laterais da cortina no final da escavação e no final da consolidação | 130 |
| Fig.5.53 – Influência da deformabilidade do material da parede deslocamentos horizontais na superfície do maciço suportado no final da escavação e no final da consolidação | 131 |
| Fig.5.54 – Influência da deformabilidade do material da parede sobre os deslocamentos verticais na superfície do maciço suportado no final da escavação e no final da consolidação | 131 |
| Fig.5.55 – Influência da deformabilidade do material da parede sobre o levantamento do fundo da escavação no final da escavação e no final da consolidação | 132 |

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 3 – JET-GROUTING

| | |
|--|----|
| Quadro 3.1 – Aplicações da técnica de jet-grouting (Carreto, 2000)..... | 12 |
| Quadro 3.2 – Equipamento utilizado nos procedimentos dos três principais sistemas de jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Carreto, 1999) | 18 |
| Quadro 3.3 – Principais características dos sistemas de jet-grouting (Carreto, 2000; Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000)..... | 19 |
| Quadro 3.4 – Síntese da análise comparativa dos sistemas (Carreto, 1999) | 21 |
| Quadro 3.5 – Valores limite dos parâmetros intervenientes na técnica de jet-grouting (Carreto, 2000) | 24 |
| Quadro 3.6 – Resistência à compressão de materiais tratados por jet-grouting (Carreto, 2000) | 28 |
| Quadro 3.7 – Resistência à tracção do solo tratado por jet-grouting (Carreto, 1999)..... | 29 |

CAPÍTULO 4 – ESTUDO BASE

| | |
|---|----|
| Quadro 4.1 – Parâmetros do modelo p-q- θ | 37 |
| Quadro 4.2 – Características do maciço argiloso | 37 |
| Quadro 4.3 – Características do jet-grouting | 37 |

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS

| | |
|---|----|
| Quadro 5.1 – Síntese dos cálculos efectuados nos estudos paramétricos | 86 |
|---|----|

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

D – diâmetro de escavação

E – módulo de elasticidade

E – deformabilidade do jet-grouting

$E_{50\%}$ - módulo de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples

F – factor de segurança

JET1 – sistema de jacto simples

JET2 – sistema de jacto duplo

JET3 – sistema de jacto triplo

JJGA – Japanese Jet Grout Association

M – declive da linha de estados críticos no referencial p-q

N – volume específico do solo em compressão isotrópica para $p=1$

N_b – número de estabilidade da base

N_{bc} – número de estabilidade crítico

N_c – factor de capacidade de carga

OCR – grau de sobreconsolidação

SL – níveis de tensão

c_u – resistência não drenada

e – espessura da parede

h – profundidade

h – altura enterrada da cortina

k_0 – coeficiente de impulso em repouso

n.f. – nível freático

p – tensão média efectiva

p_e – pressão exterior

q – tensão de desvio

r_{ext} – raio exterior

r_m – raio médio

u – pressões neutras

z - profundidade

ε_v – deformação volumétrica

ε_d – deformação distorcional

θ – invariante das tensões

ϕ' - ângulo de atrito interno definido em termos de tensões efectivas

λ – declive da linha de compressão isotrópica em primeira carga no referencial v - $\ln p$ (sendo v o volume específico e p a tensão média efectiva)

κ – declive das linhas de carga-descarga no referencial v - $\ln p$

Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p=1$

ν – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas

γ – peso volúmico

$\sigma_{\text{méd}}$ – tensão de compressão média

σ_v – tensão total vertical

σ'_v – tensão efectiva vertical

σ_h – tensão total horizontal

σ'_h – tensão efectiva horizontal

σ_z – tensão axial na direcção circunferencial

τ_{xy} – tensões de corte nos planos horizontais e verticais

INTRODUÇÃO

O desenvolvimento dos espaços urbanos tem motivado a procura de novas soluções que contornem o problema da carência de espaço, o que muitas vezes implica a necessidade de se construírem obras de engenharia notáveis sobre solos com fracas características geotécnicas. Por motivos relacionados com o espaço disponível, a maior parte dos aproveitamentos dados ao espaço subterrâneo é realizada à custa de escavações verticais, suportadas por estruturas de contenção flexíveis.

A maioria das zonas urbanas mais desenvolvidas localizam-se na faixa costeira, particularmente junto à foz de rios, ocupando zonas aluvionares, constituídas por solos argilosos. O estudo dos solos argilosos tem, por isso, assumido uma importância fundamental, pois permite entender o comportamento destas formações geotécnicas e a consequente execução de obras com segurança, funcionais e mais económicas.

As escavações subterrâneas induzem um alívio de tensões no maciço envolvente; por sua vez, este responde ao alívio de tensões na forma de deslocamentos superficiais e subsuperficiais. No caso de uma escavação a estrutura deve garantir a estabilidade da escavação e simultaneamente controlar os movimentos associados à escavação como forma de protecção das construções vizinhas; a concepção cilíndrica permite uma significativa redução dos esforços de tracção na estrutura de contenção não necessitando de elementos de contenção exteriores ao suporte (escoras, ancoragens ou pregagens), obtendo-se economia muito significativa.

Se para o caso de solos granulares, dada a sua elevada permeabilidade, a alteração do estado de tensão total se reflecte de imediato no estado de tensão efectiva, para solos argilosos saturados, a baixa permeabilidade não permite a alteração instantânea do teor em água, gerando-se excessos de pressão de água nos poros, que se dissipam com a consequente alteração dos estados de tensão e deformação do maciço. Por esta razão, o comportamento de escavações em maciços argilosos saturados apresenta uma dependência temporal, traduzindo-se em alteração diferida no tempo das pressões exercidas sobre a cortina e dos deslocamentos da estrutura e maciço envolvente. Os efeitos diferidos no tempo dependem dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção que, por sua vez, são função de diversos factores: das propriedades mecânicas e hidráulicas do solo; da história de tensão do maciço; do tempo em que decorre o processo construtivo; da rigidez da estrutura de suporte; e da permeabilidade do maciço e das condições de fronteira hidráulicas.

Esta dissertação pretende contribuir para um melhor conhecimento sobre escavações em solos argilosos sobreconsolidados recorrendo a paredes autoportantes de jet grouting em escavações cilíndricas.

Apresentam-se alguns estudos sobre o comportamento de escavações cilíndricas em solos argilosos sobreconsolidados tendo em conta o carácter temporal da obra, isto é, é analisado o comportamento do sistema estrutura de contenção-macço tanto durante a fase de construção como no período pós-construção.

No capítulo 2 apresenta-se uma breve revisão bibliográfica sobre paredes de contenção circulares ou elípticas, procurando-se realçar exemplos reais e vantagens na sua utilização prática.

No capítulo 3 é realizada uma breve descrição dos diversos aspectos da técnica de injeção de solos jet-grouting em geral, e das características do solo tratado, em particular.

No capítulo 4 é utilizado um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos (desenvolvido por Borges, 1995), que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânica-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo $p-q-\theta$). Com o programa de elementos finitos analisa-se o comportamento de uma escavação cilíndrica, suportada por uma parede de jet grouting, num solo argiloso sobreconsolidado. O estudo compreende a análise do comportamento da obra, quer durante o período de construção, quer durante o período de consolidação, até à total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a fase de construção.

O capítulo 5 é dedicado a estudos numéricos, tendo por base a obra analisada no capítulo 4, de forma a esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento diferido de escavações cilíndricas em solos sobreconsolidados. Analisa-se a influência do diâmetro da escavação, da espessura da parede, da altura enterrada da cortina e da deformabilidade do jet-grouting. É dado especial destaque à análise da grandeza e da distribuição dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção e à evolução temporal dos deslocamentos da parede e do macço, dos níveis de tensão, das pressões sobre as faces da parede e dos esforços instalados na estrutura de contenção.

Por último, apresentam-se algumas conclusões de carácter geral e algumas vias para o desenvolvimento de trabalhos futuros nesta área.

2

PAREDES DE CONTENÇÃO CIRCULARES OU ELÍPTICAS

2.1. INTRODUÇÃO

Os exemplos de aplicação de paredes de contenção circulares ou elípticas são reduzidos, sendo muito escassas as referências bibliográficas deste tipo de estruturas. Existem, no entanto, diversos exemplos da sua aplicação por todo o mundo, sendo o Brasil um grande impulsionador da sua concepção e aplicação, pelo menos com as dimensões aqui apresentadas. A intervenção de uma empresa de projecto brasileira introduziu a solução dos poços de contenção em Portugal, primeiro no Metro do Porto e, posteriormente, no Metro de Lisboa.

No Metro do Porto, os poços de contenção elípticos foram usados de forma admirável nas estações Marquês, primeiro, e depois em Salgueiros, casos em que os poços constituíram o corpo da estação (Topa Gomes, 2008).

2.2. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

A aplicação no Metro do Porto surgiu com a necessidade de procurar uma solução alternativa para a estação do Marquês, em virtude da interferência da solução inicialmente preconizada com um número significativo de plátanos centenários que existem nesta praça. Despontou então a solução de escavação de um poço central com forma elíptica, minimizando-se o número de plátanos afectados directamente pela sua escavação, por um lado, e pelos elementos exteriores à contenção, do género de ancoragens ou pregagens, por outro lado (Topa Gomes, 2008). A figura 2.1 apresenta uma vista aérea da escavação para o poço central da estação Marquês.



Figura 2.1 – Vista aérea da escavação do poço central da estação Marquês (Topa Gomes, 2008)

A escavação do poço central para a estação Marquês materializou-se através de uma elipse com eixo maior de 48 m e eixo menor de 40 m. A profundidade de escavação foi de 27 m em materiais resultantes da alteração do granito. Grande parte da escavação ocorreu em solos residuais (W5), havendo, contudo, uma forte heterogeneidade entre lados distintos da escavação, resultado de um contacto abrupto e inclinado solo/rocha alterada, como consequência de uma falha com azimute 40° e inclinação de 80° para Sudeste (Topa Gomes, 2008).

Esta solução foi ainda adoptada na construção de pequenos poços de acesso noutras estações subterrâneas do sistema de Metro Ligeiro do Porto, de forma a aumentar o número de frentes de trabalho. Foi o caso das estações Combatentes, Faria Guimarães e Bolhão.



a)



b)

Figura 2.2 – Exemplo de construção de um poço de acesso (Topa Gomes, 2008): a) estação Bolhão; b) estação Faria Guimarães

A mesma técnica também já foi utilizada, com sucesso, no Metro de Lisboa e, dada a sua versatilidade e os exemplos de sucesso conhecidos, crê-se que a sua aplicação tenderá a generalizar-se, sendo portanto vital a boa compreensão da fenomenologia associada ao seu comportamento.

Na figura 2.3 mostram-se fotografias de dois poços circulares construídos no Metro de S. Paulo, Brasil, já na fase final da escavação. O primeiro, de acesso à estação Óscar Freire, tem um diâmetro próximo de 20 m enquanto o segundo, de acesso à estação Vila Prudente, tem um diâmetro maior, próximo de 50 m.



Figura 2.3 – Poços circulares no Metro de S. Paulo (Topa Gomes, 2008): a) Poço Jardins – Acesso estação Óscar Freire – linha 4 Metro S. Paulo; b) Poço Sul – estação Vila Prudente – Metro S. Paulo

É, também, importante a referência ao poço da estação Pinheiros, também da linha 4 do Metro de S. Paulo, Brasil, por, em Janeiro de 2007, nele ter ocorrido um acidente de grandes proporções. A figura 2.4 apresenta uma fotografia aérea da estação após o acidente.



Figura 2.4 – Fotografia aérea após acidente na estação Pinheiros – Metro de S. Paulo (Topa Gomes, 2008)

As causas do acidente ainda não estão completamente esclarecidas, em todo o caso, as entidades responsáveis por analisar o incidente (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de S. Paulo e o consórcio construtor) elaboraram pareceres que apontam no sentido de o acidente ter ocorrido no túnel, tendo a cratera correspondente propagado até ao poço. A fotografia acaba por evidenciar um comportamento bastante mais satisfatório que o que, à partida, se poderia presumir pois, apesar de se ter quebrado a continuidade do anel, uma parte do poço permaneceu estável, mostrando uma elevada hiperestaticidade da estrutura.

2.3. PRINCIPAIS VANTAGENS DO RECURSO A POÇOS DE CONTENÇÃO ELÍPTICOS

Falar de vantagens implica necessariamente tecer considerações sobre os aspectos económicos associados. A melhoria do desempenho económico reflecte-se na vertente da economia de materiais e na redução de prazos de construção.

Relativamente aos materiais, ao se conseguir que o suporte esteja sujeito basicamente a esforços de compressão, esforços para os quais o betão possui uma adequada resistência, obtêm-se economia muito significativa quer do volume de betão a aplicar no suporte quer das próprias armaduras que constituem o seu reforço (no caso de paredes de contenção definitivas). De um modo simplificado, pode-se dizer que nesta vertente a economia de materiais pode ser superior a 50% relativamente a soluções tradicionais (Topa Gomes, 2008). Acresce ainda que estas soluções não necessitam de elementos de contenção exteriores ao suporte, tais como ancoragens ou pregagens, o que se reflecte numa significativa economia adicional.

No que respeita à escavação, as formas em planta da maior parte das escavações tendem a ser rectangulares, o que implica, no caso de adaptação a uma forma elíptica, sobreescavações que podem atingir ou mesmo ultrapassar os 30% do volume teórico necessário (Topa Gomes, 2008), reflectindo-se num aumento de custos, embora, um maior rendimento da construção e o facto de o interior da escavação se encontrar completamente desimpedido possa permitir uma redução do custo unitário da escavação.

2.4. SOLUÇÃO TEÓRICA DE UM POÇO CIRCULAR SUJEITO A UMA CARGA CRESCENTE LINEARMENTE EM PROFUNDIDADE

Em termos estruturais, os poços assemelham-se a uma casca uniforme, sujeita a uma carga com variação linear em profundidade. Entre as estruturas semelhantes podem-se referir os depósitos cilíndricos que armazenam diferentes tipos de sólidos ou líquidos. O comportamento deste tipo de estruturas encontra-se bastante detalhado em Timoshenko & Woinowsky Krieger (1959) e a sua compreensão constitui um passo importante para o domínio da tecnologia dos poços circulares, em especial no que se refere ao género de esforços presentes.

Para tal considerou-se um depósito cilíndrico, sujeito a uma carga variável linearmente em profundidade, sendo essa variação comandada por um coeficiente equivalente ao coeficiente de impulso em repouso do solo em causa. Considerou-se a espessura da casca uniforme e admitiu-se a base do depósito simplesmente armada (Topa Gomes, 2008).

A figura 2.5 apresenta um esquema de um depósito cilíndrico, simplesmente apoiado na base, com a definição das variáveis que se utilizam nos cálculos que se seguem.

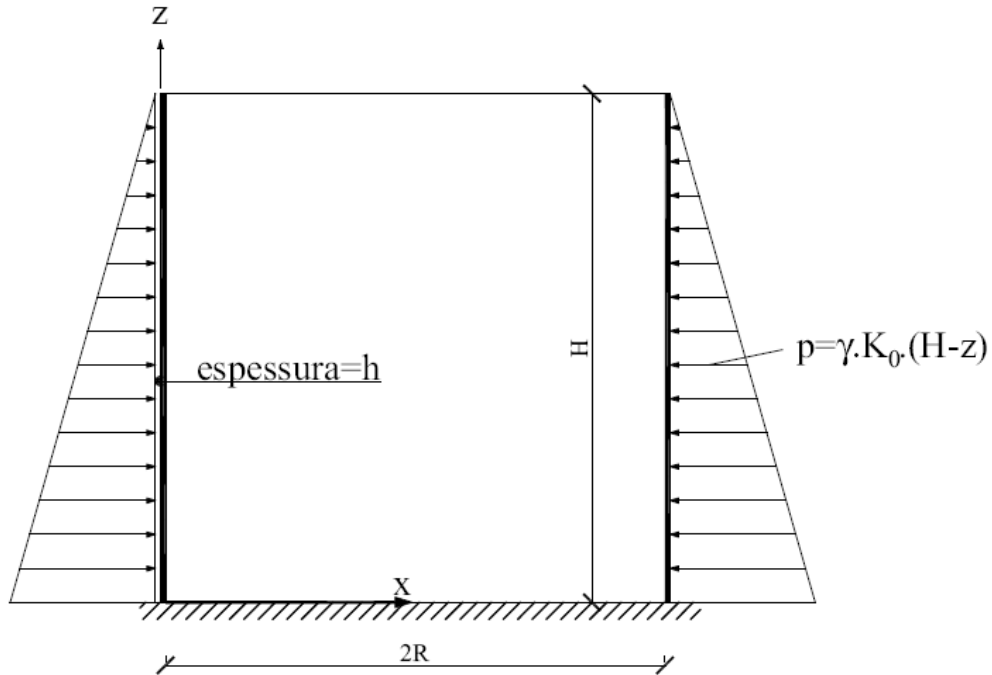


Figura 2.5 – Esquema de cargas e definição de variáveis para um depósito cilíndrico simplesmente apoiado na base (Topa Gomes, 2008)

Para estes depósitos a equação da deformada, w , pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{d^4 w}{dz^4} + 4\beta^4 w = -\frac{\gamma K_0 (H - z)}{D} \quad (2.1)$$

Sendo a rigidez à flexão da casca, D , dado por:

$$D = \frac{Eh^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad (2.2)$$

onde E é o módulo de Young do betão, ν o seu coeficiente de Poisson e h a espessura da casca. O coeficiente β é dado pela seguinte equação, em que R representa o raio do depósito:

$$\beta^4 = \frac{Eh}{4R^2 D} = \frac{3(1 - \nu^2)}{R^2 h^2} \quad (2.3)$$

Após integração de quarta ordem, impondo as condições fronteiras relativas à condição simplesmente apoiada na base, obtém-se a equação da deformada dada por:

$$w = -\frac{\gamma K_0 R^2}{Eh} \{H - z - e^{-\beta z} [H \cos(\beta z)]\} \quad (2.4)$$

Os esforços axiais na direcção circunferencial, vulgo esforços de membrana, são dados pela expressão:

$$N = -\frac{Ehw}{R} = \gamma K_0 R \{H - z - e^{-\beta z} [H \cos(\beta z)]\} \quad (2.5)$$

Os momentos flectores, que mais não são que a segunda derivada da deformada multiplicada pela rigidez à flexão da casca, são dados por:

$$M = -D \frac{d^2 w}{dz^2} = \frac{\gamma K_0 R H h}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \left[e^{-\beta z} \sin(\beta z) \right] \quad (2.6)$$

Procurou-se avaliar a evolução dos esforços em profundidade para um poço circular com raio de 15,0 m, profundidade de escavação de 20,0 m e 30 cm de espessura de suporte de betão. Para as propriedades deformacionais do betão assumiu-se um módulo de Young de 30 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2. Para definir as cargas actuantes sobre o suporte considerou-se a existência de um terreno com peso volúmico, γ , igual a 18,2 kN/m³ e exercendo pressões horizontais equivalente às de repouso, com um valor do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , de 0,6. A figura 2.6 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais e dos esforços de membrana e a figura 2.7 a dos momentos flectores na direcção vertical, em profundidade (Topa gomes, 2008).

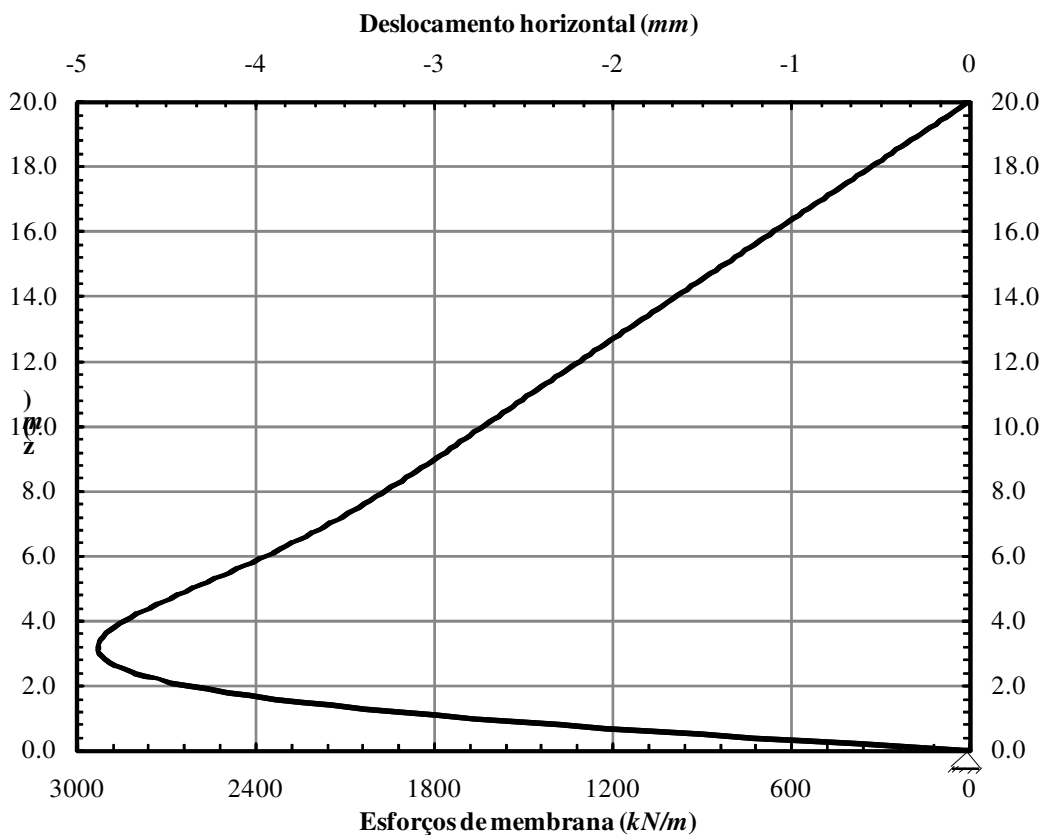


Figura 2.6 – Evolução dos esforços de membrana e deformações horizontais para um poço sujeito a uma carga linearmente variável em profundidade (Topa Gomes, 2008)

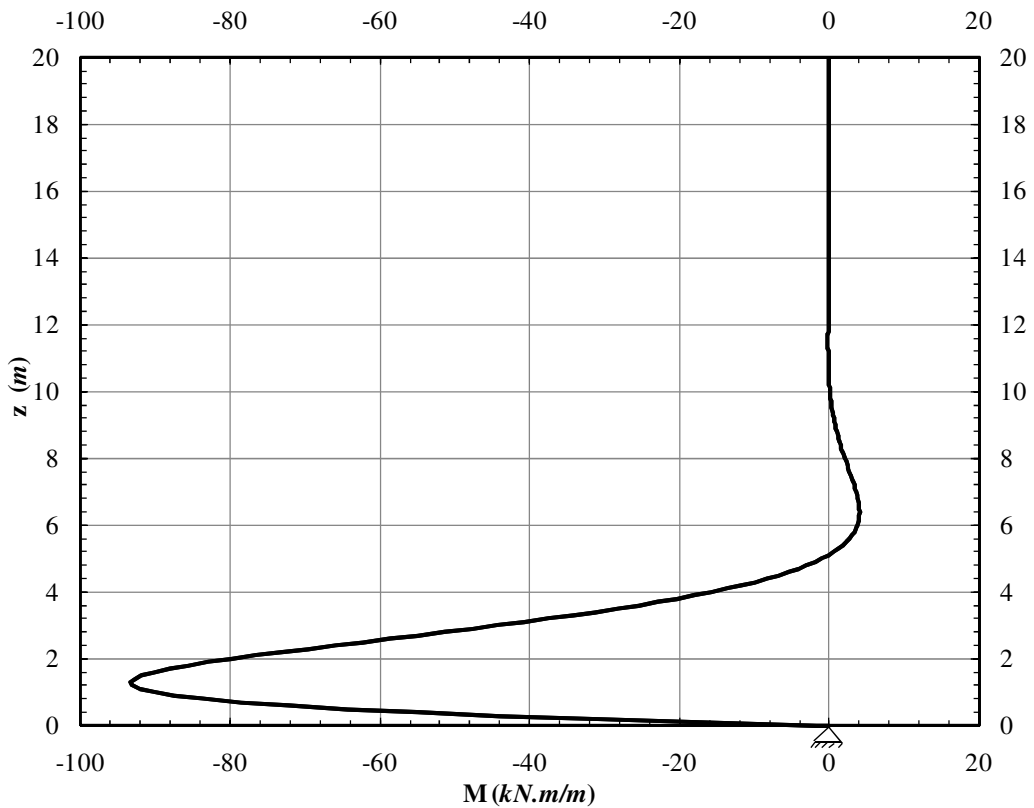


Figura 2.7 – Evolução dos momentos flectores na direcção vertical para um poço sujeito a uma carga linearmente variável em profundidade (Topa Gomes, 2008)

Um primeiro aspecto a referir relaciona-se com a total concordância das curvas correspondentes à deformação horizontal e aos esforços de membrana. Observando-se a equação 2.5 verifica-se que estes dependem directamente da deformação horizontal do suporte. Estas variáveis crescem de forma praticamente linear em profundidade, havendo uma inversão próximo da base devido ao apoio existente.

No que se refere aos momentos flectores, nota-se que no troço inicial estes são praticamente nulos devido à deformada quase linear. Na base, devido à inversão da curvatura do suporte, os momentos flectores crescem significativamente.

JET-GROUTING

3.1. INTRODUÇÃO

O jet-grouting é uma técnica de melhoria de solos realizada directamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para tal um ou mais jactos horizontais de grande velocidade (cerca de 250 m/s) que aplicam a sua elevada energia cinética na desagregação da estrutura do terreno natural; consiste na mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado, dando origem a um material de melhores características mecânicas do que o inicial e de menor permeabilidade (Carreto, 2000).

A sua origem e desenvolvimento datam da década de 70, no Japão, sendo introduzida na Europa no decorrer da mesma década através de empresas italianas; em Portugal foi aplicada pela primeira vez em 1993, em Setúbal, e a sua generalização verificou-se a partir de 1994, em particular em obras subterrâneas, com destaque para os trabalhos de expansão do Metropolitano de Lisboa (Falcão et al, 2000).

Surgiu com a necessidade de conceber uma técnica inédita, com diversas geometrias de tratamento e sem introduzir vibrações, que permitisse tratar solos com baixas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou heterogéneos em determinadas condições como as que se verificam em zonas urbanas, densamente habitadas, para as quais a limitação das perturbações causadas e o respectivo controlo são obrigatórios.

3.2. CAMPO DE APLICAÇÃO

A aplicação da técnica de jet-grouting é, pois, uma solução muito interessante para cidades com uma significativa quantidade de túneis, na construção de estruturas em zonas densamente habitadas ou ainda em zonas em que a reabilitação das edificações (zonas históricas) tem sofrido um acréscimo considerável nos últimos anos (Carreto, 2000).

A sua versatilidade permitiu um alargamento progressivo do seu campo de aplicação, tornando-se uma solução alternativa e competitiva aos processos tradicionalmente conhecidos em múltiplas obras geotécnicas.

No quadro 3.1 apresenta-se uma síntese do tipo de aplicações mais frequentes de jet-grouting e situações em que a sua utilização poderá constituir uma solução técnica e económica mais vantajosa relativamente às soluções convencionais. Para além das aplicações referidas no quadro, refere-se ainda a selagem de depósitos de materiais contaminantes, a execução de ancoragens e o aumento da resistência ao carregamento de aterros de estradas ou ferrovias.

Quadro 3.1 – Aplicações da técnica de jet-grouting (Carreto, 2000)

| Aplicações | Potenciais situações de aplicação da técnica de jet-grouting |
|---------------------------|--|
| Túneis | <ul style="list-style-type: none"> • Construção em zonas urbanas de túneis de reduzido recobrimento em terrenos de características mecânicas medíocres; • Consolidação de abóbadas de túneis a partir do seu interior ou a partir da superfície (para profundidades inferiores a 20m); • Consolidação de frentes de túneis em terrenos constituídos por solos moles e saturados; • Criação de lajes estanques na soleira e impermeabilização de hasteais e da abóbada; • Consolidação da entrada e saída de tuneladoras com escudo; • Tratamento de camadas muito permeáveis com níveis de água confinados, intersectados pelo traçado do túnel e que podem originar carregamentos de solo devido às suas elevadas pressões. |
| Escavações | <ul style="list-style-type: none"> • Construção de lajes de fundo com função de contraventamento e/ou de impermeabilização; • Contenções laterais de escavações que também podem funcionar como cortinas de estanqueidade (em particular em terrenos com obstáculos inultrapassáveis por estacas prancha ou por paredes moldadas); • Reforço de cortinas com descontinuidades e passagens de água para o interior da escavação. |
| Reforço de fundações | <ul style="list-style-type: none"> • Reforços de qualquer tipo de fundações excepto daquelas que têm elevada sensibilidade a assentamentos e cuja carga é transmitida às colunas antes destas atingirem a resistência de projecto; • Reforço de fundações a partir do interior da própria estrutura; • Reforço de fundações constituídas por estacas de madeira deterioradas. |
| Cortinas de estanqueidade | <ul style="list-style-type: none"> • Escavações a cotas inferiores ao nível freático; • Cortinas de estanqueidade em barragens ou outras estruturas; • Cortinas de estanqueidade em terrenos com cavidades cársticas preenchidas com siltes; • Cortinas de estanqueidade em terrenos que incluem blocos ou obstáculos de grandes dimensões; • Cortinas de estanqueidade em terrenos com camadas alternadas de solos argilosos com solos arenosos. |
| Estabilização de taludes | <ul style="list-style-type: none"> • Estabilização por atravessamento da massa de solo potencialmente instável. |

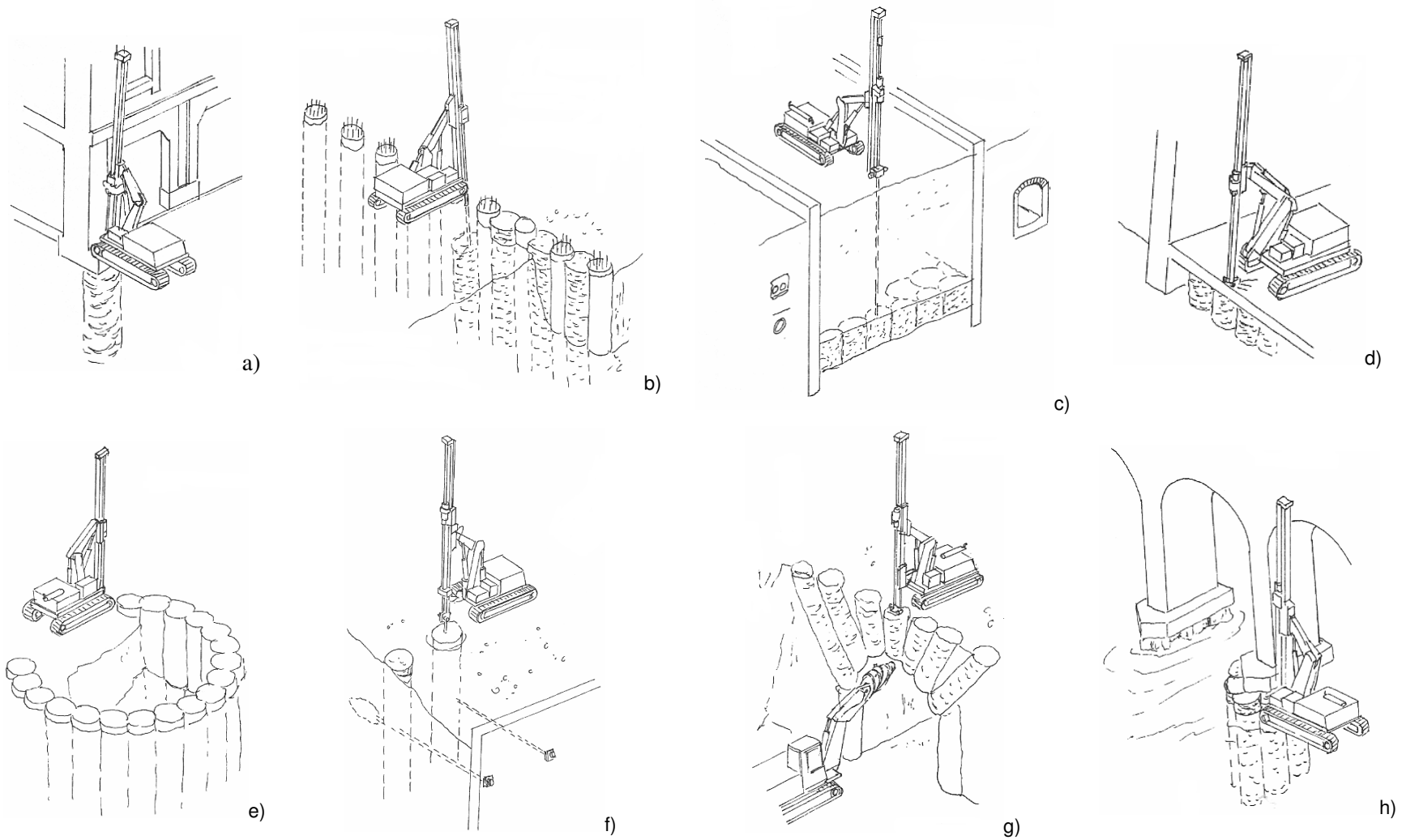


Figura 3.1 – Exemplos de aplicação de jet-grouting (Mascarenhas, 2007): a) recalce de edifício; b) contenção definitiva com selagem de espaços entre estacas armadas; c) travamento de paredes moldadas; d) reforço de ensoleiramento; e) poços de contenção; f) aumento da reacção de bolbos de ancoragens; g) consolidação do emboquilhamento de um túnel; h) protecção de pilares de pontes contra a erosão

3.3. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET-GROUTING

Segundo a ASCE (1980), o jet-grouting é uma “técnica que utiliza uma coroa especial com jactos de água horizontais e verticais, de elevada velocidade, para escavar solos aluvionares e produzir colunas de elevada resistência e reduzida permeabilidade, através da injeção de calda por bicos horizontais, produzindo a sua mistura com os materiais da fundação, à medida que a coroa vai ascendendo”.

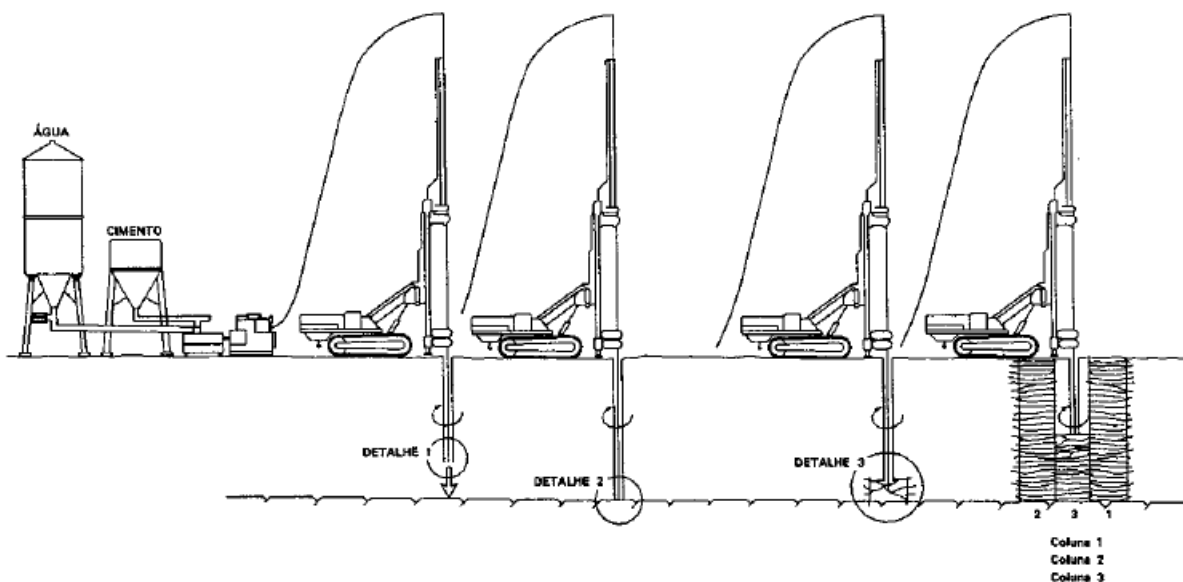
O processo físico da técnica de jet-grouting envolve as seguintes etapas:

- Corte: a estrutura inicial ou nativa do solo é quebrada e as partículas de solo ou fragmentos do solo são dispersos pela acção de um ou mais jactos 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 injectada a partir dos bicos de injeção;
- Cimentação: as partículas ou fragmentos de solo são aglutinadas entre si pela acção auto-endurecedora da calda, formando um corpo consolidado.

3.3.1. EQUIPAMENTO

O equipamento necessário à execução da técnica de jet-grouting é (figura 3.2):

- Central de calda de cimento;
- Bomba de alta pressão;
- Compressor (apenas em alguns sistemas de jet-grouting);
- Sonda hidráulica, com torre;
- Varas de jet-grouting, com função de furação e tratamento;
- Mangueiras flexíveis que fazem a ligação entre as varas e a bomba de alta pressão.



a)

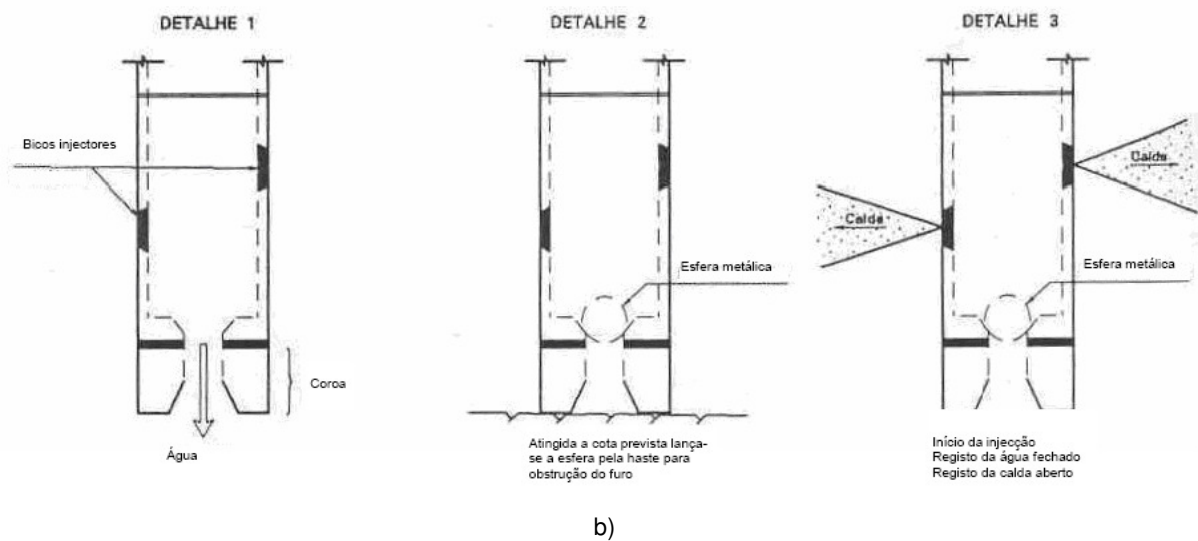


Figura 3.2 – a) Diagrama esquemático da técnica de jet-grouting em diferentes fases; b) pormenores da extremidade da vara (Carreto, 1999)

3.3.2. PROCEDIMENTO

A injeção de jet-grouting tem início com a colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico, ou então coincidente com uma das extremidades do painel. Em seguida, a vara é introduzida no terreno com a ajuda de um jacto de água vertical, até se atingir a profundidade à qual os bicos se encontram ao nível que limita inferiormente o tratamento. Finalizada a furação, obtura-se a saída de água inferior através de uma válvula.

A etapa seguinte depende do tipo de geometria pretendida. Caso se pretenda obter um corpo cilíndrico (situação mais corrente), sujeita-se a vara a um movimento rotacional e inicia-se a bombagem de calda no seu interior, ao mesmo tempo que a vara é elevada através do furo com uma velocidade constante, por forma a que a cada período de tempo corresponda uma ascensão da vara de um comprimento fixo, designado por passo vertical. Concluída a execução do corpo cilíndrico, retira-se a vara, preenchendo o restante furo com calda por gravidade até ao seu topo. No caso de se pretender realizar um corpo de geometria plana (painel) o processo é idêntico ao descrito, mas com uma diferença que consiste na ascensão da vara sem movimento rotacional.

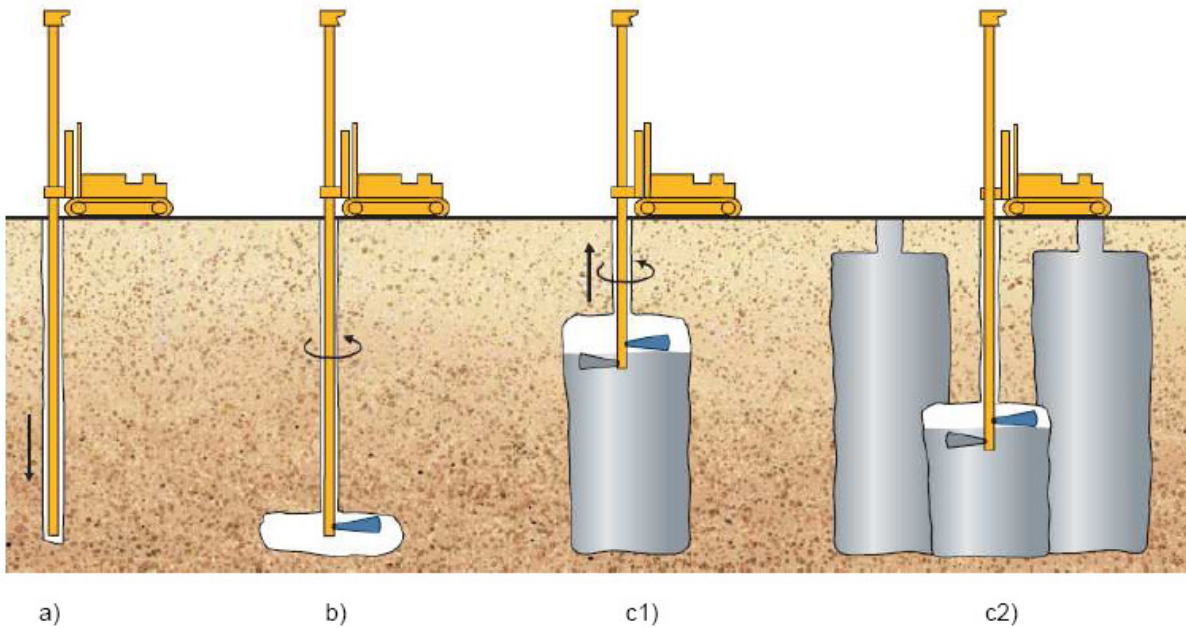


Figura 3.3 – Etapas de execução de jet-grouting – sistema de jacto triplo (Pinto, 2008): a) introdução da vara; b) saída de jactos de água e ar; c) elevação da vara rotacionalmente com bombagem simultânea de calda: c1) coluna; c2) parede de colunas

3.3.3. SISTEMAS DE JET-GROUTING

A técnica de jet-grouting subdivide-se, essencialmente, em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico e que se representam na figura 3.4. São designados por sistema de jacto simples (JET1), sistema de jacto duplo (JET2) e sistema de jacto triplo (JET3). A selecção do sistema mais apropriado é determinada, normalmente, pelo tipo de solo e pelas características mecânicas que se pretendem obter nas colunas de jet-grouting.

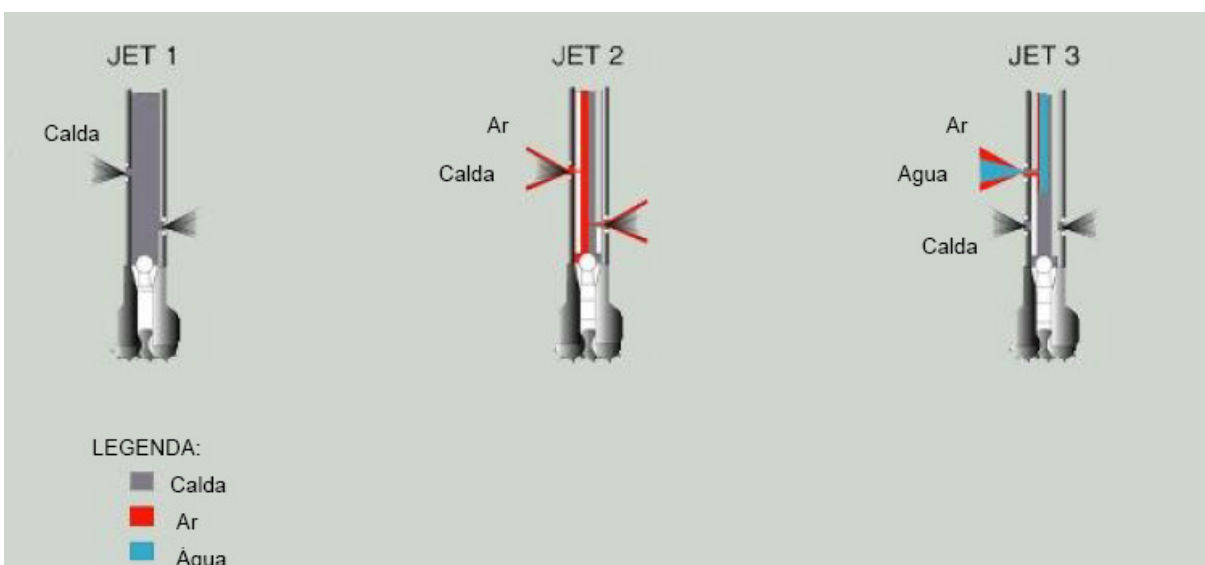


Figura 3.4 – Sistemas tradicionais de jet-grouting: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Layne Construction)

O sistema de jacto simples recorre a um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, sendo simultaneamente desagregado o solo e obtida a mistura das partículas deste com a calda de cimento. O seu campo de aplicação restringe-se aos solos coesivos com valores do ensaio SPT inferiores a 5-10 pancadas e a solos incoerentes com valores de SPT inferiores a 20. Tal restrição explica-se pela resistência oposta pelos solos de maior consistência ou mais densos à acção do jacto, já que na desagregação/corte desses terrenos é necessário empregar um esforço energético demasiado elevado, tornando o processo pouco eficiente e demasiado dispendioso.

O sistema de jacto duplo difere do jacto simples pela utilização de jacto de calda envolvido por um jacto de ar comprimido. A acção desagregadora e de mistura/aglutinação é de igual forma exercida pelo jacto de calda de elevada velocidade, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jacto. O procedimento é em tudo idêntico ao do sistema de jacto simples, utilizando-se, porém, duas varas coaxiais. Na fase de injeção, a calda de cimento circula pela vara interior a elevada pressão e o ar comprimido, gerado por um compressor, passa pelo espaço anelar definido pelas duas varas. Na saída do bico comum, ocorre o envolvimento do jacto de calda por ar comprimido, aumentando significativamente o seu alcance. Este método pode ser usado em vários tipos de terrenos, desde argilas até areias e solos com cascalho. No entanto, em solos coesivos, é habitual limitar a sua utilização aos terrenos com valores de SPT inferiores a 10.

Relativamente ao método de jacto triplo, o princípio básico consiste na separação das acções de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado. É constituído por três jactos com as seguintes funções:

- Jacto de água: é utilizado para destruir a estrutura do terreno; parte da água injectada no terreno sai através do furo, trazendo algum solo erodido;
- Jacto de ar: o ar é injectado através do mesmo bico de injeção de água envolvendo e aumentando o efeito desagregador daquela; o jacto de ar provoca a emulsão da mistura água-solo erudido reduzindo a sua densidade e facilitando a sua saída para o exterior;
- Jacto de calda: a calda é injectada através de um bico posicionado abaixo do bico de injeção de água e ar; a calda mistura-se com o terreno que permanece na cavidade após a passagem do jacto de água e ar, dando origem a um corpo solidificado.

Para o efeito são usadas três varas coaxiais que separam a água, o ar e a calda. O método pode ser aplicado em qualquer tipo de solo, sem restrições, no entanto, em solos coesivos, a sua aplicação tem sido feita nos casos que apresentam valores de SPT inferiores a 15.

No quadro 3.2 indicam-se os equipamentos utilizados na aplicação de cada um dos três sistemas.

Quadro 3.2 – Equipamento utilizado nos procedimentos dos três principais sistemas de jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Carreto, 1999)

| Equipamento | Jacto simples | Jacto duplo | Jacto 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 e varas | ✓ | ✓ | ✓ |

Na figura 3.5 estão representados pormenores da parte inferior da vara para cada um dos sistemas.

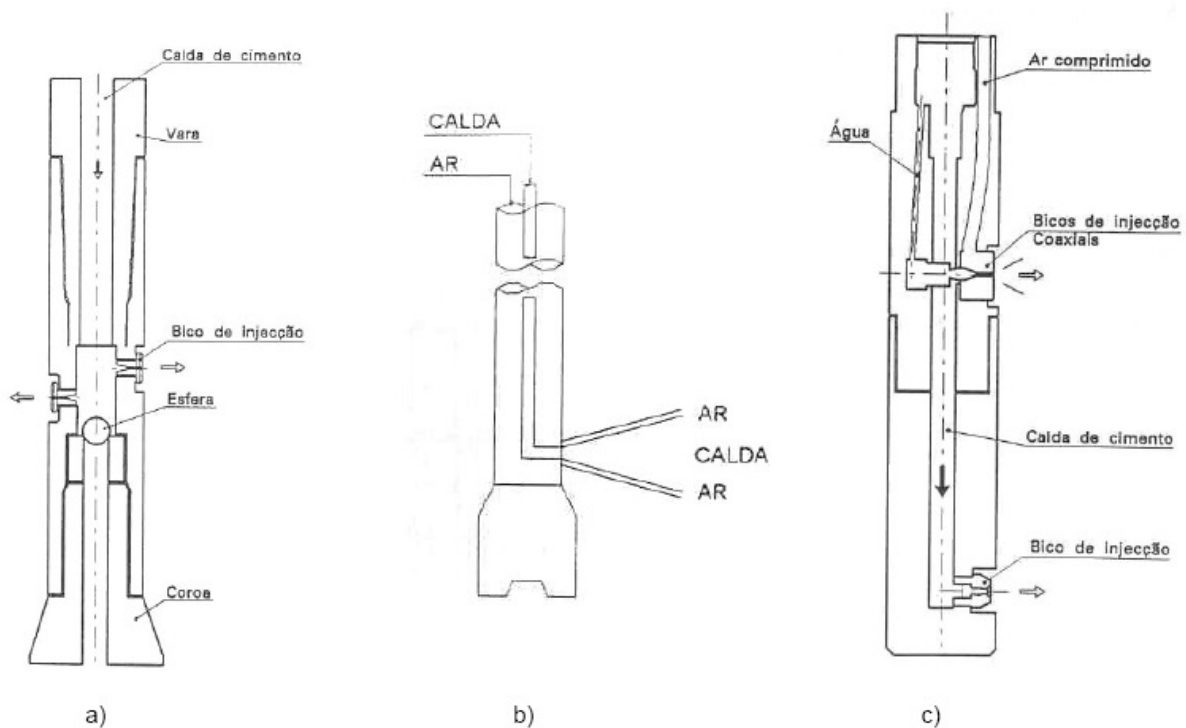


Figura 3.5 – Pormenores da parte inferior da vara para os três sistemas de jet-grouting (adaptado de Carreto, 1999): a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo

No quadro 3.3 expõem-se de forma sintética as principais características dos três sistemas de jet grouting.

Quadro 3.3 – Principais características dos sistemas de jet-grouting (Carreto, 2000; Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000)

| Método | Origem | Princípios básicos | Principais etapas do procedimento | Limites de aplicação | Diâmetro das colunas | Consumo médio de cimento/ ml ^(*) |
|---------------|-------------|---|--|--|----------------------|---|
| Jacto Simples | Japão, 1970 | Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para desagregar e misturar com as partículas de solo desagregadas. | 1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a bombagem de calda que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com um movimento rotacional. | - Solos coesivos $N_{SPT} < 5$ a 10 - Solos incoerentes com $N_{SPT} < 20$ | 0,3 a 1,2 m | 130 a 350 kg |
| Jacto Duplo | Japão, 1972 | Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento envolvidos por ar comprimido, a grande velocidade, para desagregar e misturar-se com as partículas de solo desagregadas. | 1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a bombagem de calda envolvida por ar que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com um movimento rotacional. | - Solos coesivos $N_{SPT} < 10$ - Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$ | 0,6 a 2,0 m | 450 a 900 kg |
| Jacto Triplo | Japão, 1975 | Utiliza um jacto horizontal de água envolto por ar comprimido para desagregar o terreno. A substituição do material desagregado é efectuada por um jacto de calda que também promove alguma mistura com parte das partículas de solo desagregadas que permanecem no furo. | 1) Furação: execução de um furo de pequeno diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a injecção de água envolvida por ar através do bico superior. No bico inferior é feita a injecção da calda. À medida que a vara é elevada com movimento rotacional o jacto de água vai desagregando o solo, enquanto o jacto de calda, inferior, substitui e mistura-se com algum do material desagregado que permanece na cavidade. | - Solos coesivos $N_{SPT} < 15$ - Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$ | 0,8 a 3,0 m | 800 a 1400 kg |

^(*) Variável segundo o tipo de solo e os objectivos que se pretendem atingir.

Com o sistema de jacto simples obtêm-se colunas com diâmetro inferior às resultantes dos outros sistemas. As colunas são caracterizadas por uma boa uniformidade e o seu diâmetro varia entre 0,3 e 1,2 m. Os sistemas duplo e triplo permitem obter colunas com um diâmetro maior, devido à utilização de ar comprimido no fluido desagregador, variando os diâmetros entre 0,6 e 2,0 m para o sistema de jacto duplo e 0,8 e 3,0 m para as colunas realizadas com jacto triplo (Carreto, 1999).

Relativamente à resistência do material, para a mesma quantidade de cimento injectada por volume de solo, o sistema de jacto simples permite obter resistências mais elevadas em solos incoerentes. O jacto triplo permite obter resistência mais elevadas em solos coesivos. As colunas realizadas com jacto duplo apresentam normalmente as resistências mais baixas, em consequência da presença de ar no solo tratado (Carreto, 1999).

O sistema de jacto simples produz menos material rejeitado que os outros sistemas. Não obstante, segundo a empresa SIF-BACHY, é o sistema mais propenso à ocorrência de obstruções à saída do refluxo, que podem culminar com movimentos não desejados à superfície do terreno. Este problema pode ser acautelado com a realização de um furo de diâmetro ligeiramente maior do que o que resulta da utilização do equipamento de jet-grouting. Esta propensão do sistema de jacto simples é um dos motivos fundamentais para a escolha do sistema de jacto duplo no tratamento de argilas moles (com SPT entre 0 e 1). Com efeito, nesta situação, dever-se-á utilizar um fluido de elevada densidade que evite o colapso do furo e a consequente obstrução da saída do refluxo (Carreto, 1999).

O quadro 3.4 apresenta uma síntese de aspectos comparativos dos três sistemas de jet-grouting.

Quadro 3.4 – Síntese da análise comparativa dos sistemas (Carreto, 1999)

| | Jacto Simples (JET1) | Jacto Duplo (JET2) | Jacto Triplo (JET3) |
|-------------------------------------|---|--|--|
| | Sistema mais simples de aplicar. | Complexidade de aplicação intermédia. | Aplicação mais complexa. Maior quantidade de equipamento. Equipamento mais sofisticado. |
| | Desgaste do equipamento superior. As pressões a aplicar para obter uma coluna com o mesmo diâmetro são superiores às do JET2. | Menor desgaste do equipamento para o mesmo diâmetro da coluna. | – |
| | Tempo de execução do tratamento inferior ao do JET3. | Tempo de execução do tratamento inferior ao do JET3. | Tempo de execução do tratamento superior ao dos restantes métodos. |
| Aplicação | Sistema mais adequado para realização de colunas sub-horizontais. | A eficiência de ar decresce significativamente à medida que o jacto horizontal é levado da horizontal para a vertical. | A eficiência de ar decresce significativamente à medida que o jacto horizontal é levado da horizontal para a vertical. |
| | Consumo de cimento por volume de solo tratado superior ao do JET2 e JET3. | Consumo de cimento por volume de solo tratado superior ao do JET3. | Menor consumo de cimento por volume de solo tratado relativamente aos restantes sistemas. |
| | Menor nível de ruído e vibração relativamente aos restantes sistemas. | Maior nível de ruído relativamente ao JET1. | Maior nível de ruído quando comparado com o JET1. |
| | Sistema mais propenso à ocorrência de obstruções à saída do refluxo. | Situação intermédia. | Sistema menos propenso à ocorrência de obstruções à saída do refluxo. |
| | Diâmetros das colunas inferiores aos do JET2 e JET3 (0,30 a 1,20 m). | Diâmetros das colunas superiores aos do JET1 e inferiores aos do JET 3 (0,60 a 2,00 m). | Diâmetros das colunas superiores aos dos restantes métodos (0,80 a 3,00 m). |
| Características do material tratado | A resistência de solos arenosos tratados com o sistema de jacto simples é superior à resultante da aplicação dos sistemas JET 2 e JET3, para a mesma quantidade de cimento injectado por unidade de volume de solo tratado. | Material pelo sistema JET2 caracterizado por resistências inferiores às obtidas com os restantes sistemas, seja qual for o tipo de solo. | Material geralmente mais uniforme e com resistência superior à dos restantes sistemas, com excepção dos solos arenosos tratados pelo sistema de jacto simples. |
| | – | – | Sistema mais efectivo no tratamento de solos coesivos. |

3.3.4. CONTROLO DE QUALIDADE

De acordo com a prática corrente, executam-se colunas teste (figura 3.6a) previamente à realização dos corpos definitivos, os quais, após a escavação do terreno envolvente, permitem a observação para confirmação da respectiva geometria, assim como a recolha de amostras (figura 3.6b) com vista à execução de ensaios laboratoriais que possibilitam, por sua vez, a caracterização das propriedades mecânicas do material, em particular as tensões de rotura e o módulo de deformabilidade (Falcão et al, 2000).



Figura 3.6 – Controlo de qualidade (Pinto, 2008): a) execução de colunas teste; b) recolha de amostras.

3.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET-GROUTING

A aplicação da técnica de jet-grouting apresenta diversas vantagens e desvantagens quando comparada com outras técnicas.

Entre as principais vantagens destacam-se:

- Aplicabilidade a uma gama extensa de solos que vai desde o cascalho a argilas, permitindo também o tratamento de rochas brandas;
- A viabilidade de execução do tratamento não é condicionada pela permeabilidade do solo;
- Possibilidade de tratar solos heterogêneos, através da adaptação dos parâmetros do tratamento a cada um dos solos ao longo do processo;
- Permite o tratamento de solos a cotas inferiores ao nível freático;
- A incorporação de colunas de maior resistência, aumentando o confinamento lateral do solo por essas colunas, melhora o comportamento do solo perante uma solicitação sísmica;
- Equipamento de pequenas dimensões; permite realizar o tratamento em espaços muito pequenos;
- Possibilidade de obter diversas geometrias;
- A aplicação da técnica não produz vibrações e produz baixo nível de ruído.

Na figura 3.7 indicam-se os limites granulométricos das técnicas de injeção de terrenos. A figura permite confirmar a versatilidade da técnica quando comparada com os métodos de injeção tradicionais.

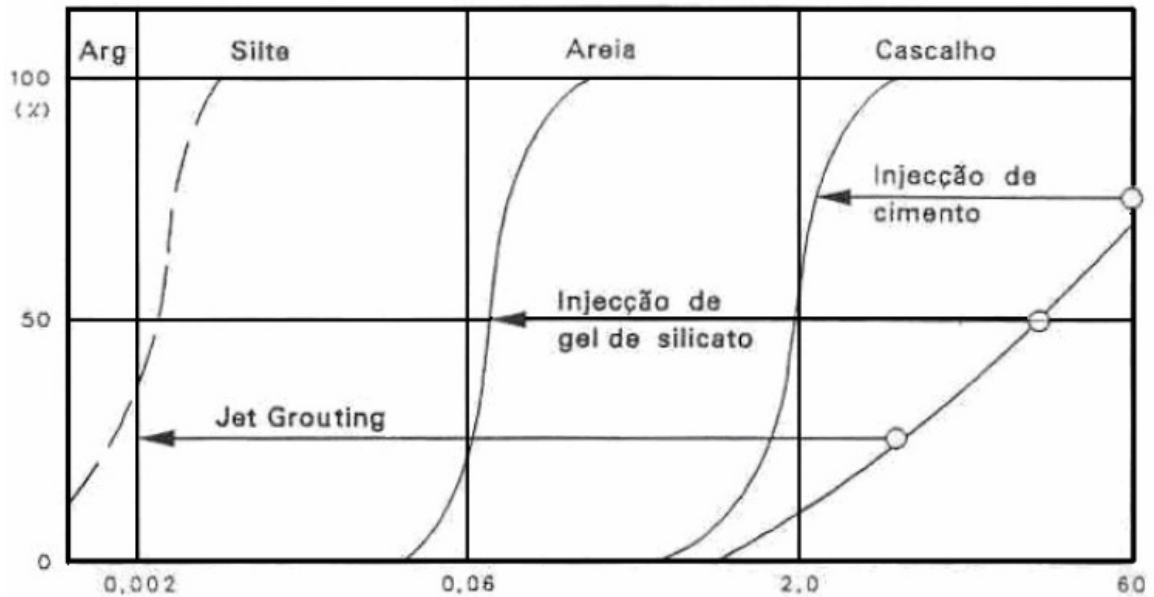


Figura 3.7 – Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (Carreto, 1999)

Entre as desvantagens do jet-grouting encontram-se (Carreto, 1999):

- A elevada dispersão das características mecânicas finais do material, nomeadamente a resistência à compressão, principalmente quando comparado com o betão;
- Inexistência de um método de medição das dimensões reais da coluna;
- O controlo deficiente da saída de refluxo (mistura de água com partículas finas de solo e algum cimento que sai pela extremidade superior do furo durante a execução da coluna) pode resultar em movimentos do terreno à superfície;
- Dificuldade de remoção e manejo do material rejeitado (refluxo);
- A realização de colunas verticais está limitada a profundidades não superiores a 15-20 m;
- A resistência máxima é obtida vários dias após a execução, o que se pode tornar um problema para alguns tipos de aplicação, contudo, pode ser minimizado com aceleradores de presa.

3.5. PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO MECANISMO FÍSICO DO JET-GROUTING

O método de melhoria de terrenos – jet-grouting – é regido por uma série de parâmetros que variam consoante o sistema escolhido para a realização do tratamento. Da escolha correcta de cada um dos valores a atribuir aos parâmetros depende a eficiência do processo, a geometria do corpo de solo consolidado, a sua resistência, deformabilidade e permeabilidade (Carreto, 2000).

Os parâmetros comuns aos três métodos são:

- Pressão da calda de cimento;
- Caudal da calda de cimento;
- Número de bicos de injeção;
- Diâmetros dos bicos de injeção;
- Relação água/cimento da calda;
- Velocidade de subida da vara;
- Velocidade de rotação da vara.

A realização do tratamento pelo método de jacto duplo obriga à definição de parâmetros suplementares relacionados com a utilização de um jacto de calda envolvido por um jacto de ar. Assim, além dos parâmetros anteriores, deverão ser definidos:

- Pressão de ar comprimido;
- Caudal de ar comprimido.

Estes parâmetros são condicionados pelas características do equipamento, nomeadamente, do compressor de ar comprimido.

Para o sistema de jacto triplo é necessário definir os parâmetros relacionados com o jacto de fluído (água e ar) que tem como função a erosão do terreno. Além dos parâmetros indicados anteriormente para o sistema de jacto duplo, deverão ser definidos os seguintes parâmetros:

- Pressão de água;
- Caudal de água;
- Número de bicos de injeção;
- Diâmetro dos bicos de injeção.

Em algumas situações particulares, o tratamento é efectuado em duas fases, sendo a primeira de pré-furação, mediante a utilização de um jacto de água a elevada pressão com movimento ascendente e rotacional, seguindo-se o procedimento normal de jet-grouting, que poderá ser realizado através de qualquer um dos sistemas – jacto simples, duplo e triplo. Neste caso específico, é necessário definir os parâmetros da pré-furação que incluem o número de bicos e o respectivo diâmetro, assim como o caudal e a pressão de injeção da água (Carreto, 2000)

No quadro 3.5 indicam-se os valores usualmente adoptados, os limites máximos e mínimos daqueles parâmetros, de acordo com o sistema utilizado no tratamento.

Quadro 3.5 – Valores limite dos parâmetros intervenientes na técnica de jet-grouting (Carreto, 2000)

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

PF – Pré-furação

Os valores constantes da bibliografia da especialidade são bastante variáveis. As diferenças detectadas são explicadas pelas investigações empreendidas em cada país ou por cada empresa especializada na técnica, com vista à optimização do procedimento e que conduziram a alterações do método original (Carreto, 2000).

Importa, também, referir que os parâmetros que são controlados em obra na aplicação da técnica de jet-grouting são a pressão de injeção, a velocidade de subida e de rotação da vara e os caudais. Estes parâmetros são registados automaticamente por um sistema de aquisição de dados e desta forma o processo é controlado em tempo real e de uma forma contínua ao longo da execução do tratamento.

3.6. CARACTERÍSTICAS FINAIS DO MATERIAL TRATADO

O maior constrangimento à integração da técnica de jet-grouting em estudos de projectos baseia-se na dificuldade em conhecer, com alguma precisão, as características finais do solo tratado, quer em termos de resistência à compressão e deformabilidade, quer em termos de resistência ao corte, quer ainda no que respeita à redução da permeabilidade do terreno tratado por este processo (Carreto, 2000). Esta dificuldade é consequência da mistura da substância aglutinante com o terreno, e da não substituição total do solo. Desta forma, o resultado depende das características iniciais do terreno e da percentagem de substituição ocorrida, assim como da uniformidade de execução do tratamento em profundidade.

A dificuldade na determinação da composição final exacta do produto constitui um entrave à determinação das suas características. Não obstante, a já grande experiência no tratamento de terrenos por jet-grouting permite estabelecer, para cada tipo de solo, a faixa de variação de algumas das características do material tratado. Os valores estabelecidos em projecto deverão ser aferidos e confirmados em fase de obra através de um controlo rigoroso do procedimento.

As características finais do solo tratado dependem também dos parâmetros do procedimento, nos quais se distinguem a pressão e caudal do fluído de injeção, a velocidade de subida e de rotação da vara. Estes parâmetros são estabelecidos de acordo com os resultados pretendidos, sendo em geral aferidos, previamente à construção, através de um grupo de colunas de ensaio, realizadas em condições idênticas às que ocorrem nas colunas definitivas.

Relativamente à geometria do corpo consolidado, os parâmetros que influenciam esta característica são as condições e características iniciais do terreno, designadamente a sua compacidade ou consistência, o tipo de sistema utilizado (jacto simples, duplo ou triplo) e os parâmetros do procedimento, entre os quais se distinguem a pressão de injeção, o caudal do fluído que procede à desagregação do solo e a velocidade de subida da vara.

3.6.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS

Com base nos dados recolhidos nas várias aplicações práticas da técnica, vários autores propuseram gráficos que relacionam o diâmetro das colunas com os parâmetros de procedimento.

Os factores que influenciam o diâmetro das colunas são:

- O sistema de jet-grouting;
- As características do solo;
- A energia aplicada na desagregação do terreno.

A influência do solo sobre o diâmetro da coluna é uma das principais incógnitas da técnica de jet-grouting (Carreto, 1999). A acção do jacto deverá ser suficiente para desagregar o terreno; a resistência oposta pelo solo é função da coesão em solos coesivos e da compacidade em solos incoerentes.

Os diversos estudos realizados e divulgados na bibliografia da especialidade permitem retirar as seguintes conclusões que se indicam subsequentemente no que respeita ao diâmetro das colunas (Carreto, 2000):

- O diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes e coesivos pelo sistema de jacto simples é inferior ao resultante da aplicação do sistema de jacto duplo. Os maiores diâmetros resultam da aplicação do sistema de jacto triplo;
- O diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes é superior ao das colunas efectuadas em solos coesivos, para o mesmo valor de SPT e qualquer que seja o sistema utilizado;
- Os limites máximos e mínimos de variação do diâmetro das colunas com o valor de N_{SPT} são expressos pelos gráficos das figuras 3.8 e 3.9 elaborados com base nos gráficos fornecidos por diversos autores, nomeadamente Tornaghi, Miki, Botto, Nisio e JJGA;
- O diâmetro das colunas realizadas, quer em solos coesivos quer em solos incoerentes, cresce com o aumento da pressão de injeção, quando se utiliza o sistema de jacto simples;
- Com o aumento da velocidade de subida da vara decresce o valor do diâmetro, em qualquer tipo de solo e com qualquer sistema de jet-grouting;
- Com o aumento do diâmetro da coluna reduz-se o valor da energia por unidade de volume de material tratado despendido na formação da coluna;
- A energia por unidade de volume de material tratado necessária à execução de colunas pelo sistema triplo é superior à despendida pelo sistema duplo que, por sua vez, é superior à gasta pelo sistema de jacto simples em colunas com o mesmo diâmetro.

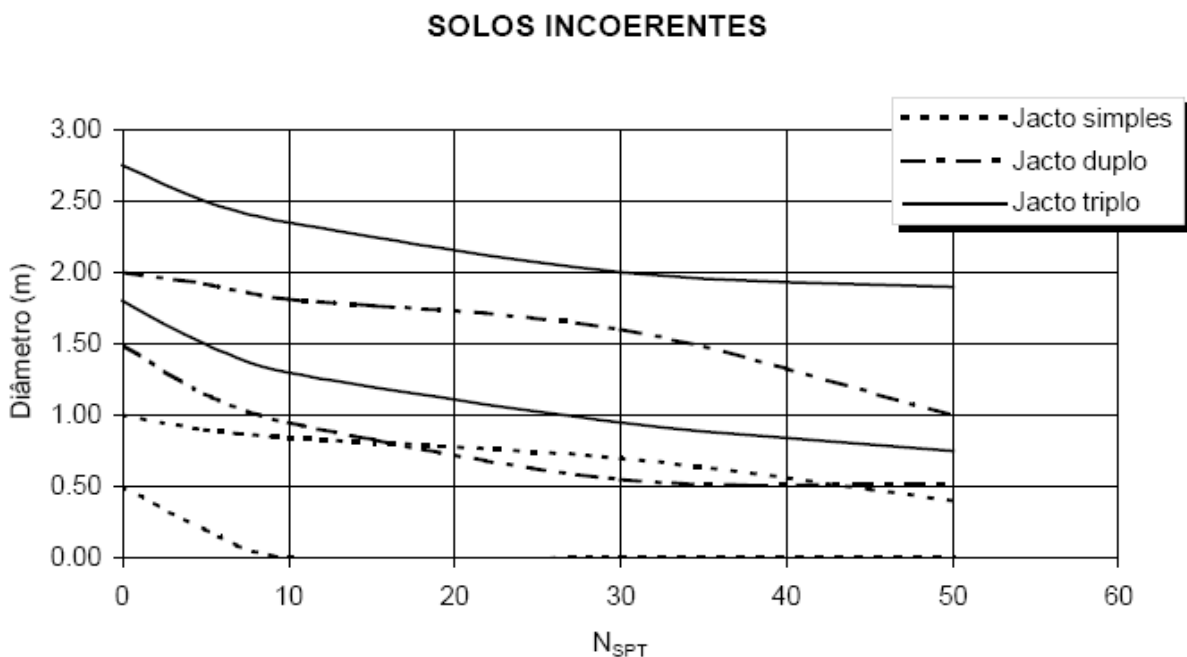


Figura 3.8 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 2000)

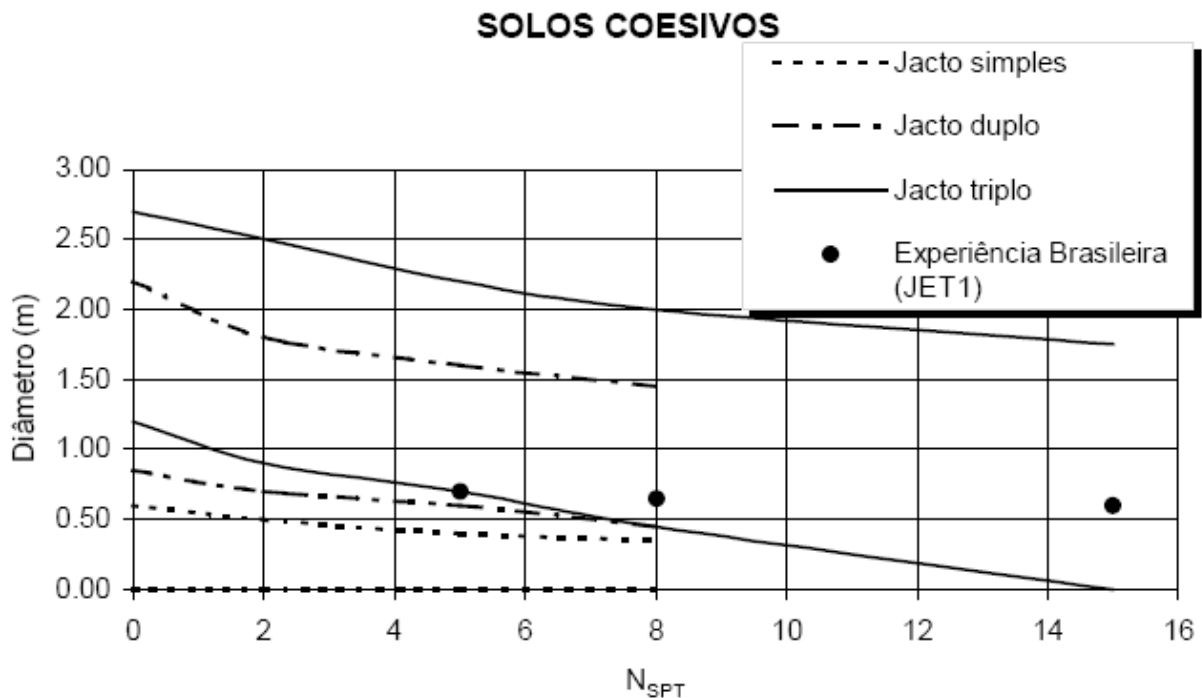


Figura 3.9 – Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos (Carreto, 2000)

3.6.2. RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MATERIAL TRATADO

A resistência e deformabilidade do material tratado também são condicionadas pelas condições iniciais do terreno, das respectivas características mecânicas e hidráulicas e pelo sistema adoptado na realização do tratamento. Os parâmetros do procedimento que mais contribuem para o valor final destas características incluem a velocidade de rotação, a relação água/cimento da calda, a velocidade de subida da vara e o caudal, dos quais depende a quantidade de cimento existente no volume de material tratado. A resistência e deformabilidade do solo tratado são as características que apresentam maior dispersão, diferindo substancialmente de autor para autor (Carreto, 2000).

No que concerne à resistência mecânica dos materiais tratados pela técnica de jet-grouting sublinam-se os seguintes aspectos qualitativos (Carreto, 2000):

- Em solos arenosos, os maiores valores de resistência são obtidos através da aplicação do sistema de jacto simples;
- Em solos coesivos, os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jacto triplo;
- Os materiais tratados pelo sistema de jacto duplo apresentam, em geral, menores valores de resistência por comparação com os restantes sistemas;
- Os solos arenosos apresentam maior resistência relativamente aos solos coesivos tratados pelo mesmo sistema de jet-grouting;
- Em solos coesivos, quanto maior é o teor em água natural do solo, menor é a resistência final do solo tratado;
- Quanto maior é o volume de calda injectada por unidade de volume de solo tratado, maior é a resistência à compressão não confinada do material tratado;
- Quanto maior é a relação água/cimento da calda, menor é a resistência do material tratado;

- Com o aumento do tempo de impacto, proporcional ao inverso da velocidade de subida, aumenta a resistência do material quer se trate de solos incoerentes, quer de solos coesivos;
- Quanto maior é a quantidade de cimento por unidade de volume de material tratado, maior é a sua resistência.

No quadro 3.6 apresenta-se uma síntese de alguns parâmetros, referentes à resistência à compressão simples, sem particularizar o tipo de sistema utilizado.

Quadro 3.6 – Resistência à compressão de materiais tratados por jet-grouting (Carreto, 2000)

| Autores/Data | A/C | Tipo de solo – resistência à compressão simples (MPa) | | | | |
|----------------------|-------|---|-----------|---------|---------|----------|
| | | Argila Orgânica | Argila | Silte | Areia | Cascalho |
| Welsh e Burke/1991 | – | – | 1 a 5 | 1 a 5 | 5 a 11 | 5 a 11 |
| Baumann et al./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 |
| Paviani/1989 | – | – | 1 a 5 | 1 a 5 | 8 a 10 | 20 a 40 |
| Teixeira et al./1987 | – | 0,5 a 2,5 | 1,5 a 3,5 | 2 a 4,5 | 2,5 a 8 | – |
| JJGA/1995 | – | 0,3 | 1 | 1 a 3 | – | – |
| Guatteri et al./1994 | – | – | 0,5 a 4 | 1,5 a 5 | 3 a 8 | – |

A dificuldade de previsão das características de resistência do material tratado é a grande barreira que se coloca à ainda maior utilização da solução de jet-grouting. A previsão do valor de resistência à compressão simples é dificultada pela incerteza associada à composição final do material, o que se deve às dificuldades de estimativa da quantidade de solo tratado; à difícil quantificação do teor em água do material tratado, função da água “in situ”, da relação água/cimento da calda, da drenagem de água da coluna ou da ocorrência de consolidação por acção do peso próprio do material tratado; e pela heterogeneidade do material tratado, que pode ser devida à heterogeneidade do próprio solo, a falta de controlo dos parâmetros de injeção ou à mistura insuficiente da calda com o solo desagregado (Carreto, 1999).

A resistência ao corte do solo objecto de tratamento por jet-grouting é, em geral, assumida como sendo igual a 10 a 15% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999).

A resistência à tracção do material resultante da aplicação da técnica de jet grouting é raras vezes citada na bibliografia da especialidade, pois, por norma, as colunas são dimensionadas somente para esforços de compressão. Acresce que a realização de ensaios de determinação da resistência à tracção simples é de difícil implementação. Em geral, são realizados ensaios de compressão diametral ou ensaio Brasileiro que permitem quantificar o valor da resistência à tracção diametral cujo valor é inferior ao valor da resistência à tracção simples. Guatteri et al. (1994) forneceram valores da resistência à tracção por flexão que se indicam no quadro 3.7. Também a JJGA (1995) (Japanese Jet Grout Association) indica valores para vários tipos de solo de resistência à tracção por flexão.

Quadro 3.7 – Resistência à tracção do solo tratado por jet-grouting (Carreto, 1999)

| Autores/Data | Tipo de solo | Resistência à compressão simples, q_u [MPa] | Resistência à tracção simples/ q_u | Resistência à tracção na flexão/ q_u |
|----------------------------|-----------------|---|--------------------------------------|--|
| Guatteri e Teixeira (1987) | Argila | 1,5 a 3,5 | 0,14 | 0,25 |
| | Silte | 2,0 a 4,5 | 0,11 | 0,20 |
| | Areia | 2,5 a 8 | 0,08 | 0,14 |
| JJGA (1995) | Argila orgânica | 0,3 | – | 0,22 |
| | Argila | 1,0 | – | 0,20 |
| | Areia | 1 a 3 | – | 0,11 a 0,13 |

A JJGA recomenda ainda que no projecto não sejam adoptados valores de resistência à tracção na flexão superiores a 2/3 da coesão do material. Esta associação fornece também valores para a grandeza em questão independentes da resistência à compressão simples do material:

- argila orgânica: 0,07 MPa;
- argila: 0,20 MPa;
- areia: 0,13 a 0,33 MPa, consoante o tipo de cimento utilizado na calda.

No que se respeita à deformabilidade, os valores do módulo de deformabilidade constantes na bibliografia da especialidade caracterizam-se, de igual forma, por uma grande dispersão, no entanto, pode-se deprender que o material tratado por jet-grouting em solos arenosos apresenta menor deformabilidade que em solos coesivos.

A “Japanese Jet Grout Association” (1995) recomenda os seguintes valores de módulos de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999):

- Solos arenosos: $E_{50\%} = 100$ a 300 MPa;
- Solos argilosos: $E_{50\%} = 100$ MPa;
- Argilas orgânicas: $E_{50\%} = 30$ MPa.

3.6.3. PERMEABILIDADE

As diversas utilizações da técnica de jet-grouting em cortinas de estanqueidade, permitiram constatar que este parâmetro é condicionado pela verticalidade das colunas e menos pela própria permeabilidade do material tratado. Um controlo ineficiente da verticalidade poderá resultar na formação de duas colunas não secantes com passagem de água entre elas. No entanto, este é um dos campos de aplicação do jet-grouting com maiores potencialidades, em particular quando é necessário proceder ao tratamento de solos com alternâncias argilosas e arenosas, para os quais as técnicas tradicionais de injeção não são eficientes. Em geral, obtêm-se valores de coeficiente da permeabilidade bastante baixos, da ordem de 10^{-8} a 10^{-11} m/s qualquer que seja o solo objecto de tratamento.

3.7. EXEMPLO DE OBRA

O exemplo em análise refere-se à construção de um centro comercial e supermercado com 4 pisos de cave, em ambiente urbano, em Vevey, na Suíça (Pinto, 2008).

O construtor propôs a aplicação da técnica de jet-grouting para a realização da cortina de contenção (figura 3.10), como uma variante ao projecto base, o qual previa a execução de paredes moldadas “in situ”. A alternativa revelou-se mais interessante do que a solução inicialmente prevista, pois foi possível minimizar o incómodo causado aos residentes nas zonas confinantes, através da redução das vibrações e do tráfego de camiões. Salienta-se também o facto de a solução com jet-grouting ter permitido trabalhar junto ao limite de propriedade dos edifícios vizinhos, sem que tenham sido causados qualquer tipo de danos estruturais aos mesmos. A nova solução resultou numa redução de custos significativa e no cumprimento dos prazos de construção acordados com o Dono-de-Obra.



Figura 3.10 – Panorâmica da parede de contenção em jet-grouting (Pinto, 2008)

Dados da obra:

- 580 colunas de jet-grouting com 1,000 m de diâmetro e 20 m de profundidade;
- Cortina de jet-grouting de 2100 m²;
- 150 pregagens do solo, entre os 6 e 10 m de profundidade;
- 250 ancoragens com pré-esforço de 600 kN, com 18 a 25 m de extensão;
- 50 estacas moldadas com 1,000 m de diâmetro e 20 m de profundidade;
- Características do solo: aterro, bedrock;
- Nível freático: cota -4 m.

ESTUDO BASE

4.1. INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste capítulo um exemplo base com o qual se pretende analisar o comportamento imediato e diferido no tempo de uma parede de contenção autoportante de jet grouting em escavações cilíndricas, em maciços argilosos sobreconsolidados.

Numa primeira etapa é feita, de forma concisa, uma exposição do modelo numérico e do modelo constitutivo do solo utilizado no estudo base.

Seguem-se, numa segunda fase, algumas considerações referentes às premissas em que se baseia o estudo, nomeadamente a geometria do problema e os parâmetros caracterizadores do comportamento do solo.

Por fim, apresentam-se os resultados e a respectiva análise a curto prazo, com especial incidência na evolução dos estados de tensão total e efectiva, deslocamentos imediatos, evolução dos esforços nos elementos estruturais e a distribuição dos excessos de pressão de água nos poros associados à alteração do estado de tensão inicial e relativa ao comportamento diferido no tempo, com destaque para a evolução temporal do estado de tensão e aos movimentos induzidos pela dissipação dos excessos de pressão de água nos poros.

Este problema base permitirá avaliar a influência de diversos parâmetros inerentes à análise base através da apresentação de uma série de análises posteriores.

4.2. MODELO NUMÉRICO

4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O modelo numérico utilizado para a realização dos estudos apresentados nesta dissertação consiste num programa de cálculo automático baseado no método de elementos finitos, desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e que dá pelo nome de “RECRIB”. Incorpora diferentes tipos de elementos, permitindo modelar os diversos componentes das estruturas geotécnicas.

Neste contexto, as hipóteses teóricas fundamentais consideradas no modelo são:

- Simulação de estados axissimétricos de deformação e de escoamento;

- Formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas do solo (modelo elastoplástico) formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é aplicada ao longo de qualquer fase da obra, tanto no período de construção como no período pós-construção;
- Utilização do modelo de estados críticos p - q - θ , na simulação do comportamento constitutivo do solo;
- Utilização de um modelo elástico linear bidimensional na simulação do comportamento constitutivo das colunas de jet grouting.

4.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Quando se aplica uma alteração ao estado de tensão a que um maciço terroso saturado de muito baixa permeabilidade está sujeito (neste caso, remoção de uma porção de solo saturado), a acção fica instalada no esqueleto sólido (incremento de tensões efectivas) e no fluído intersticial (excesso de pressão neutra). O motivo desta repartição é o facto de o teor de água no solo não variar de forma instantânea, como ocorre em solos granulares.

As propriedades do solo, a história de tensões e a trajectória de tensão induzida em cada ponto pela escavação afectam a distribuição dos excessos de pressão de água nos poros. No que respeita às trajectórias de tensão, estas são diferentes consoante a zona do maciço; do lado suportado ocorre uma diminuição da tensão média total à medida que a cortina se movimenta para o interior da escavação (fenómenos de redistribuição e transferência de tensões por efeito de arco); do lado escavado dá-se uma diminuição da tensão vertical em consequência da retirada do solo sobrejacente. Relativamente à história de tensões, torna-se necessário distinguir argilas normalmente consolidadas das argilas sobreconsolidadas; as primeiras apresentam dilatância negativa (deformações volumétricas plásticas com diminuição do volume) sucedendo o oposto para as segundas.

Em geral, a distribuição dos excessos de pressão neutra não é uniforme o que implica a geração de gradientes hidráulicos, estabelecendo-se um regime de escoamento transitório pelo qual se transfere carga da parte líquida para o esqueleto sólido (Lewis e Schrefler, 1987; Borges, 1995; Potts e Zdravkovic, 1999). Este processo designa-se por consolidação, à qual se associa, em geral, uma alteração de volume e distorção do maciço. A diminuição ou aumento de volume deve-se, respectivamente, ao decréscimo ou acréscimo da pressão intersticial. As variações volumétricas do maciço impõem, por isso, uma análise dos movimentos a longo prazo.

Tratando-se de um maciço de baixa permeabilidade, o tempo necessário para a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados numa escavação é superior ao tempo necessário para a conclusão da mesma, exigindo que se faça uma análise diferida no tempo ao comportamento de escavações em maciços argilosos. A importância dos seus efeitos depende dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção e da condição de equilíbrio final da pressão de água nos poros, que é influenciada pelo eventual estabelecimento de um regime de percolação para o interior da escavação contornando a extremidade inferior da cortina.

À medida que se processa a consolidação, os excessos de pressão neutra dissipam-se e o teor de água varia. Os movimentos diferidos no tempo dependem dos excessos de pressão neutra gerados durante a escavação. É previsível que os movimentos associados à consolidação do maciço assumam maior expressão em solos sobreconsolidados, já que os excessos de pressão neutra negativos gerados são mais elevados.

A teoria da consolidação procura esclarecer o processo de dissipação no tempo dos excessos de pressões neutras e a conseqüente deformação do solo.

Terzaghi surgiu, em 1923, com a primeira formulação teórica dos fenómenos de consolidação em termos unidimensionais, sendo a sua teoria aperfeiçoada, posteriormente, por vários autores. A formulação da primeira teoria geral e congruente de consolidação multidimensional deve-se a Biot (1935, 1941). Esta teoria permite ter em conta a interdependência entre fenómenos de deformação do esqueleto sólido e do escoamento do fluido intersticial, ou seja, a análise do problema tem em conta não só as equações de equilíbrio mecânico, mas também as equações que governam o escoamento (análises acopladas).

A utilização de modelos não lineares em programas de cálculo através de elementos finitos torna necessária a adopção de técnicas numéricas de resolução de sistemas não lineares. O programa de cálculo utilizado foi desenvolvido tendo em conta o carácter incremental no tempo das equações governativas (hidráulicas e mecânicas), pelo que o seu autor adoptou apenas técnicas incrementais na resolução do problema não linear. Deste modo, em cada cálculo está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento temporal), durante o qual se poderá aplicar, ou não, uma acção mecânica (incremento de carga). Note-se, no entanto, que a adopção de técnicas incrementais em problemas não lineares introduz afastamentos da solução numérica relativamente à solução real, pois o método consiste na divisão da sollicitação aplicada num conjunto de incrementos. Assim, quanto menores forem os incrementos aplicados menor será a disparidade entre a solução incremental e a solução correcta (figura 4.1).

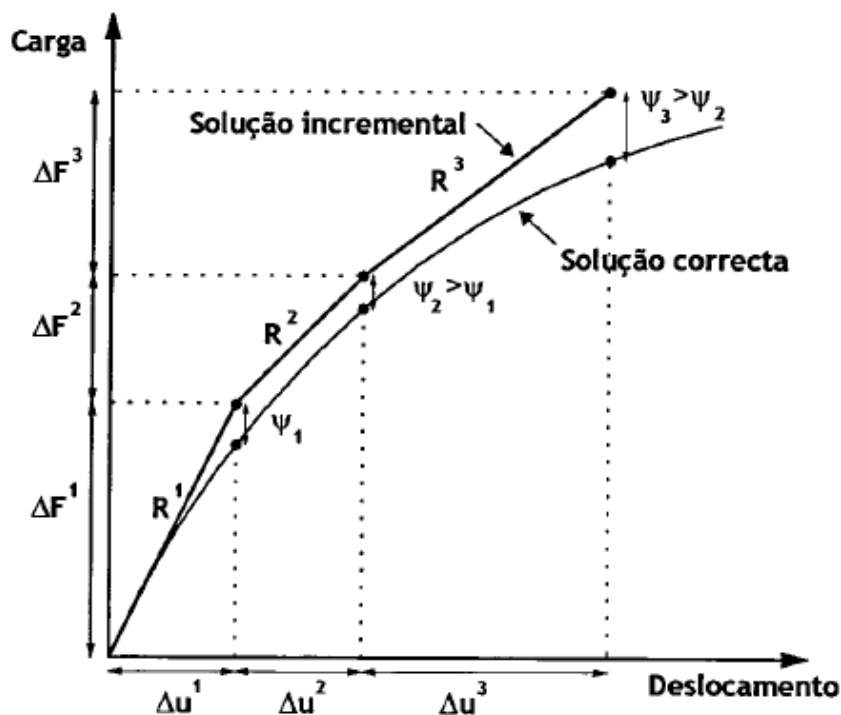


Figura 4.1 – Método incremental (Lopes, 2004)

O programa de cálculo baseia-se no método dos elementos finitos e tem como variáveis básicas os incrementos dos deslocamentos e dos excessos de pressão intersticial em cada incremento de cálculo.

Para a aplicação deste método torna-se necessária a discretização do meio em pequenos elementos. No caso de formulações acopladas mecânico-hidráulicas, a discretização passa pela divisão do espaço físico em pequenas porções do espaço (elementos finitos tridimensionais, no caso mais geral) e por discretização do tempo em incrementos temporais (elementos unidimensionais). Em cada cálculo, o comportamento no interior do elemento é definido pelas funções de forma, que definem a variação das incógnitas mediante a variação nodal dessas mesmas incógnitas. O grau das funções de forma é determinante no rigor da solução numérica obtida, impondo o número mínimo de nós (pontos onde são determinadas as incógnitas do problema) que cada elemento terá de ter. Em cada elemento finito são formuladas as equações que regem o fenómeno, estabelecendo uma matriz de comportamento de cada elemento, através da qual se formula a matriz global, surgindo um sistema de equações com os incrementos dos deslocamentos nodais e das pressões intersticiais nos nós, num determinado instante temporal, como incógnitas, e a partir dos quais se calculam as tensões e as deformações. A continuidade do meio tem que ser garantida, isto é, tem que ser imposta a compatibilidade das variáveis nos pontos nodais de elementos adjacentes.

Para a modelação do solo foram usados elementos triangulares híbridos, representado na figura 4.2a, em massas de solo onde se processa consolidação (análise acoplada), o qual é constituído por 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais nos vértices para os excessos de pressão neutra. O elemento representado na figura 4.2b apresenta 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e serve para modelar materiais onde, pelas suas características, não se processa consolidação; é caso da cortina de jet grouting.

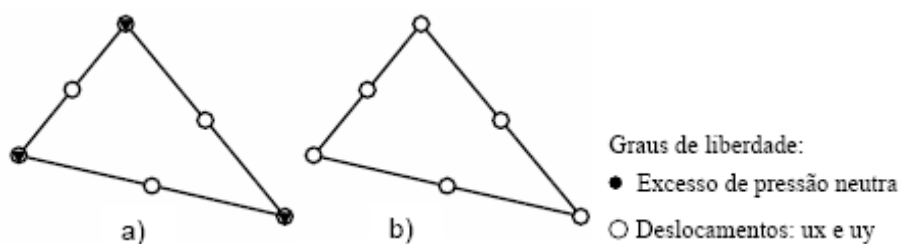


Figura 4.2 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas de deslocamentos e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas de deslocamentos

4.2.3. MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO. O MODELO P-Q- Θ .

A simulação numérica deste tipo de obras exige um modelo constitutivo que represente correctamente o comportamento do solo mas que seja relativamente simples, de forma a não se tornar inibitório, dada a quantidade de parâmetros envolvidos ou a sua dificuldade de obtenção em laboratório.

Assim, recorreu-se aos modelos elastoplásticos de “Cambridge”, que assentam no conceito de estado crítico e que têm a vantagem, em relação a outros mais complexos, de recorrer a um reduzido número de variáveis para estabelecer as equações governativas sem prejudicar a simulação dos aspectos fundamentais do comportamento real dos solos (Guedes de Melo e Maranha das Neves, 1975; Britto e Gunn, 1987; Borges, 1995; Chang et al., 1999; Venda de Oliveira, 2000). Os conceitos intrínsecos à formulação destes modelos são:

- conceito de superfície de estado limite;
- noção de índice de vazios críticos (Casagrande) e de estado crítico (Roscoe);
- conceito de estado estável e sua formulação energética (Drucker);

- subdivisão da deformação em componente elástica (reversível) e plástica (irreversível) (Roscoe e Pooroshasb);
- aplicação do princípio de trabalho máximo utilizando a superfície de estado limite como superfície de potencial plástico.

Na elaboração deste trabalho recorreu-se ao modelo de estados-críticos p-q- θ para simular o comportamento constitutivo do solo. É um modelo elastoplástico que distingue os conceitos de cedência e de rotura última ou estado crítico. Um solo está em estado crítico quando se deforma sem alteração do estado de tensão e de volume, situação em que se verificam as condições de plasticidade perfeita.

Na figura 4.3a mostram-se, no espaço das tensões principais efectivas, as superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ . No referencial p-q (p representa a tensão média efectiva e q a tensão de desvio) a função de cedência é uma elipse (figura 4.3b). Dependendo da trajectória de tensões, o modelo p-q- θ simula o endurecimento (trajectória 1-2, figuras 4.3b e c, em que ϵ_v é a deformação volumétrica e ϵ_d a deformação distorcional) ou amolecimento (trajectória 3-4, figuras 4.3b e d).

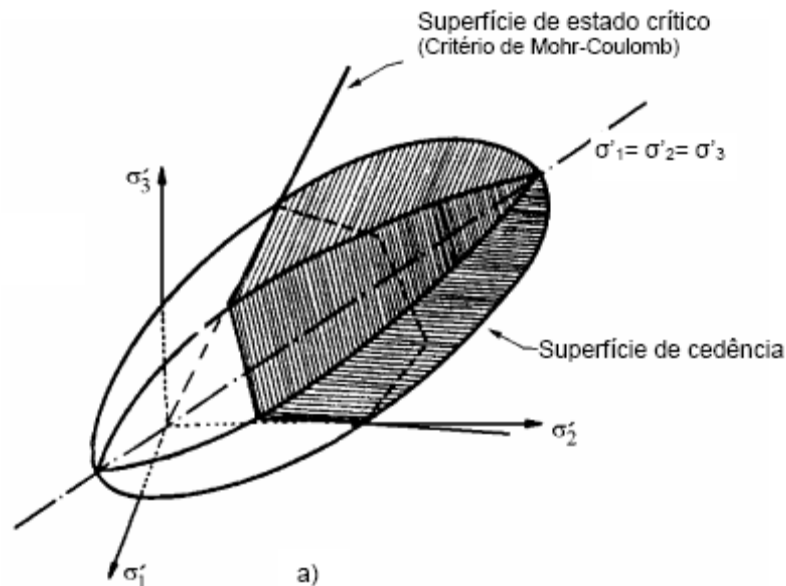
O parâmetro M, que neste modelo define o declive da linha de estados críticos no referencial p-q, não é constante, depende do invariante das tensões θ e do ângulo de atrito do solo definido em termos efectivos, ϕ' .

$$M = \frac{3 \cdot \text{sen} \phi'}{\sqrt{3} \cdot \cos \theta + \text{sen} \phi' \cdot \text{sen} \theta} \quad (4.1)$$

Introduzindo esta expressão na equação da linha de estados críticos no referencial p-q,

$$q = M \cdot p \quad (4.2)$$

obtém-se a equação correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, adaptado neste modelo para a superfície de estados críticos (figura 4.3a, b).



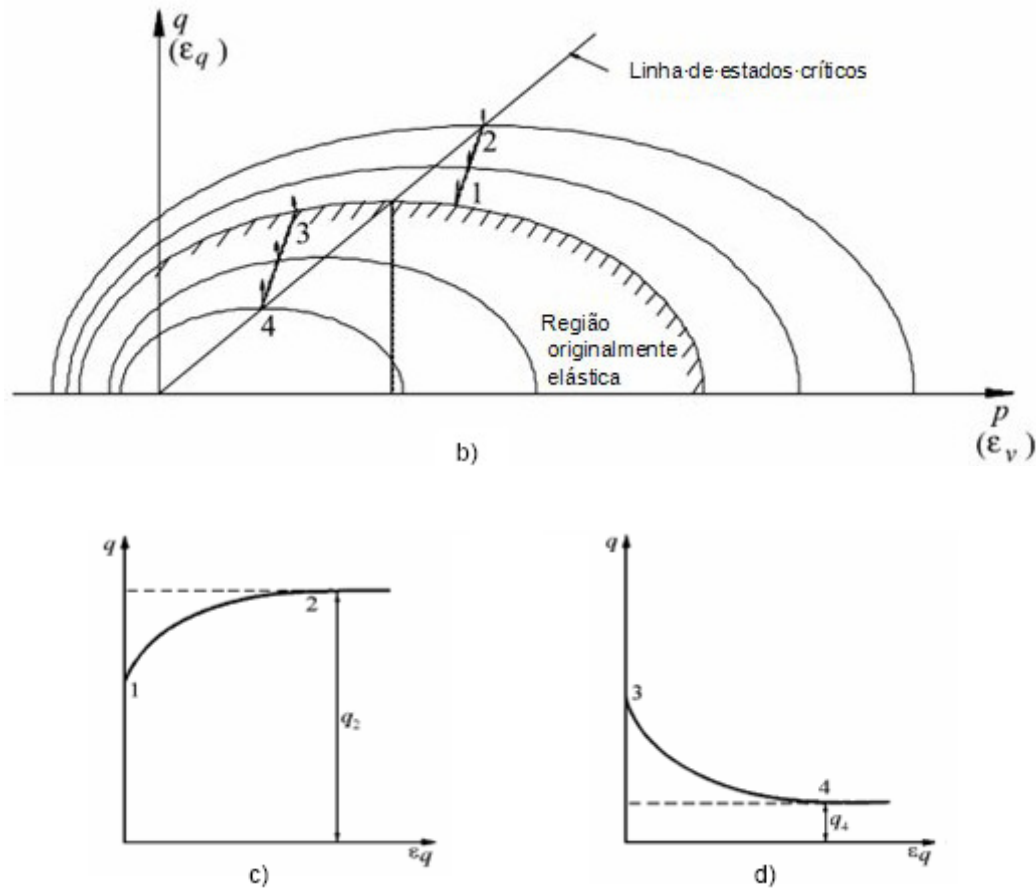


Figura 4.3 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo p-q- θ (no referencial p-q); c) endurecimento (trajectória de tensões 1 – 2); d) amolecimento (trajectória de tensões 3 – 4) (Borges, 1995)

O estabelecimento do modelo engloba a definição e aplicação dos seguintes parâmetros:

- ϕ' – ângulo de atrito do solo definido em termos de tensões efectivas;
- λ – declive da linha de compressão isotrópica em primeira carga no referencial v - $\ln p$ (sendo v o volume específico e p a tensão média efectiva);
- κ – declive das linhas carga-descarga no referencial v - $\ln p$;
- N – volume específico do solo em compressão isotrópica para $p=1$;
- Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p=1$;
- ν – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas.

4.3. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA BASE

4.3.1. INTRODUÇÃO

De modo a estudar o comportamento imediato e diferido no tempo de paredes de contenção autoportantes de jet grouting em escavações cilíndricas, em maciços argilosos sobreconsolidados, apresenta-se aqui um exemplo base.

Neste subcapítulo apresentam-se algumas considerações relativas aos pressupostos em que se apoia a análise, nomeadamente à descrição da geometria do problema base, parâmetros caracterizadores do

comportamento do solo, do processo construtivo e da malha de elementos finitos usada na sua modelação.

4.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

O exemplo de seguida apresentado consiste numa escavação cilíndrica, executada num solo composto por uma argila sobreconsolidada, saturada e com nível freático à superfície. Sob este solo argiloso que se prolonga até aos 30 m de profundidade encontra-se o firme, aqui considerado indeformável devido às características de elevada rigidez e resistência. O valor da resistência não drenada da argila ($c_u = 5,49 \cdot z$, sendo z a profundidade) foi obtido aplicando as noções da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, a partir dos valores dos parâmetros do modelo p-q- θ (quadro 4.1).

Os parâmetros apresentados no quadro 4.1 correspondem a valores correntes para este tipo de solos e assumem os seguintes significados: λ , declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga, no referencial v-lnp (sendo v o volume específico e p a tensão média efectiva); k , declive das linhas descarga-recarga no referencial v-lnp; N , volume específico do solo em compressão isotrópica para $p=1$; Γ , volume específico do solo em estado crítico para $p=1$; ν , coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas; ϕ' , ângulo de atrito do solo definido em termos de tensões efectivas.

Quadro 4.1 – Parâmetros do modelo p-q- θ

| λ | k | N | Γ | ν | ϕ' |
|-----------|-------|-------|----------|-------|---------|
| 0,18 | 0,025 | 3,158 | 3,05 | 0,25 | 26 |

O estado de tensão inicial foi tido como geostático, adoptando-se 18 kN/m³ para o peso volúmico da formação argilosa. O grau de sobreconsolidação (OCR) considerado foi de 4 e adoptou-se, em conformidade, o valor 0,975 para o coeficiente de impulso em repouso, k_0 (quadro 4.2).

Quadro 4.2 – Características do maciço argiloso

| γ [kN/m ³] | OCR | k_0 | c_u [kPa] |
|-------------------------------|-----|-------|----------------|
| 18 | 4 | 0,975 | $5,49 \cdot z$ |

Na simulação das colunas de jet grouting considerou-se o modelo elástico linear isotrópico, expresso pelo módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν) (quadro 4.3).

Quadro 4.3 – Características do jet grouting

| E [MPa] | ν | γ [kN/m ³] |
|-----------|-------|-------------------------------|
| 150 | 0,2 | 22 |

Por se tratar de uma técnica relativamente recente e em virtude das particularidades da própria técnica, cujas características mecânicas são de difícil determinação, os valores das propriedades disponíveis na bibliografia para o jet-grouting são escassos e muito variáveis, especialmente no que se refere ao

módulo de deformabilidade. O valor adoptado encontra-se dentro da gama de valores usualmente reportados na bibliografia para o jet-grouting executado em solo argiloso.

A escavação será realizada de forma contínua num período de 36 dias (3 dias por metro escavado), com 24,0 m de diâmetro e 12,0 m de profundidade, suportada perifericamente por uma parede autoportante de jet grouting.

Para a espessura da parede de contenção foi considerado o valor de 1,2 m. De forma a averiguar se este é um valor realista, recorreu-se aos conceitos da Resistência de Materiais, para estimar o valor da tensão de compressão na parede, funcionando em arco na direcção circunferencial. Esta tensão pode ser calculada de modo idêntico ao considerado em peças de secção tubular circular (tubos de parede delgada) sujeitas a pressões interiores e/ou exteriores.

Assim, usando os mesmos procedimentos, no caso da parede em estudo, sujeita à pressão exterior p_e (pressões de terra do lado suportado), a tensão de compressão média é dada pela expressão

$$\sigma_{med} = \frac{p_e \cdot r_{ext}}{e} = \frac{p_e \cdot \left(r_m + \frac{e}{2} \right)}{e} \quad (4.3)$$

em que e é a espessura da parede e r_{ext} e r_m são os raios exterior e médio da parede, respectivamente.

Admitindo a hipótese mais conservativa de que as pressões horizontais sobre a parede correspondem às pressões em repouso, definidas pelo coeficiente k_0 , e pelas pressões da água, obtêm-se os seguintes valores para a profundidade de 12m:

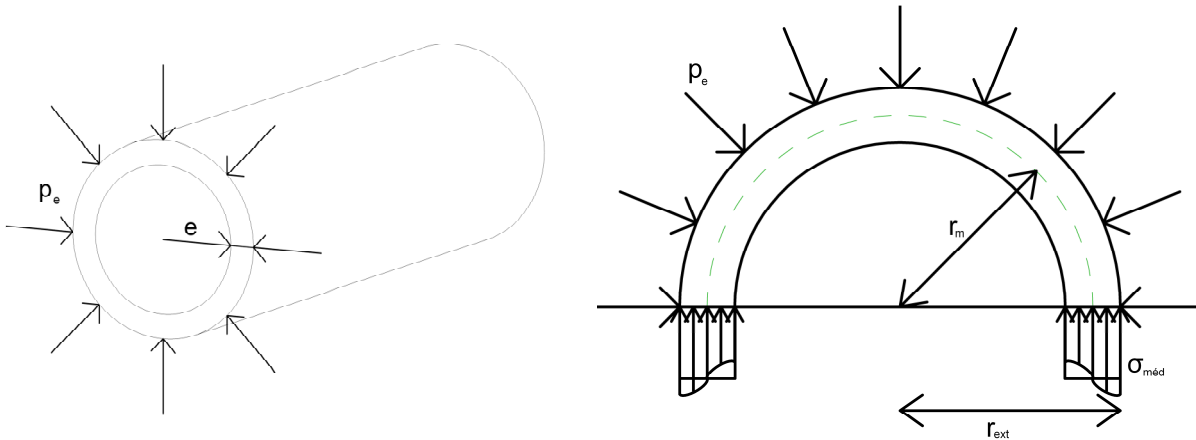


Figura 4.4 – Interpretação do que se passa na secção transversal duma peça de secção tubular circular sujeita a pressão exterior

$$\begin{aligned} \gamma_{solo} &= 18kPa \\ \sigma_v &= 216kPa \\ \sigma'_v &= 216 - 120 = 96kPa \\ \sigma'_h &= 96 \times 0,975 = 93,6kPa \\ \sigma_h &= 120 + 93,6 = 213,6kPa \end{aligned}$$

A tensão no jet-grouting será:

$$\sigma = \frac{\sigma_h \times r_{ext}}{e} = \frac{213,6 \times 13,2}{1,2} = 2349,6 kPa$$

Este valor é significativamente inferior aos valores usualmente reportados na bibliografia para a resistência à compressão do jet-grouting em solos argilosos (valores superiores a 4MPa são usuais), pelo que se admitiu como adequado, em termos de pré-dimensionamento, o valor considerado para a espessura da parede (e=1,2m).

O comprimento da parede abaixo da base de escavação foi tomado igual a 2,5 m, correspondendo a um comprimento total da parede, na vertical, de 14,5 m. Fazendo uma verificação rápida para avaliar o fenómeno de rotura de fundo, verifica-se que o factor de segurança, F, relativamente a este mecanismo de rotura é igual a 2,8, aplicando o proposto por Bjerrum e Eide (1956), em que:

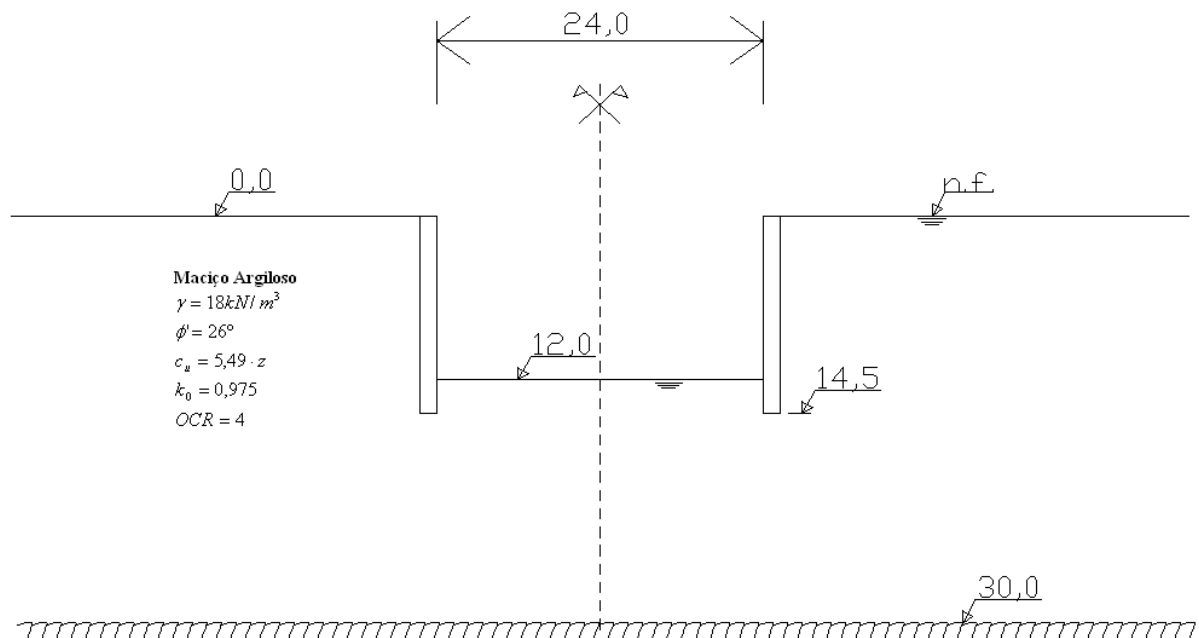
$$F = \frac{N_{bc}}{N_b} \quad (4.4)$$

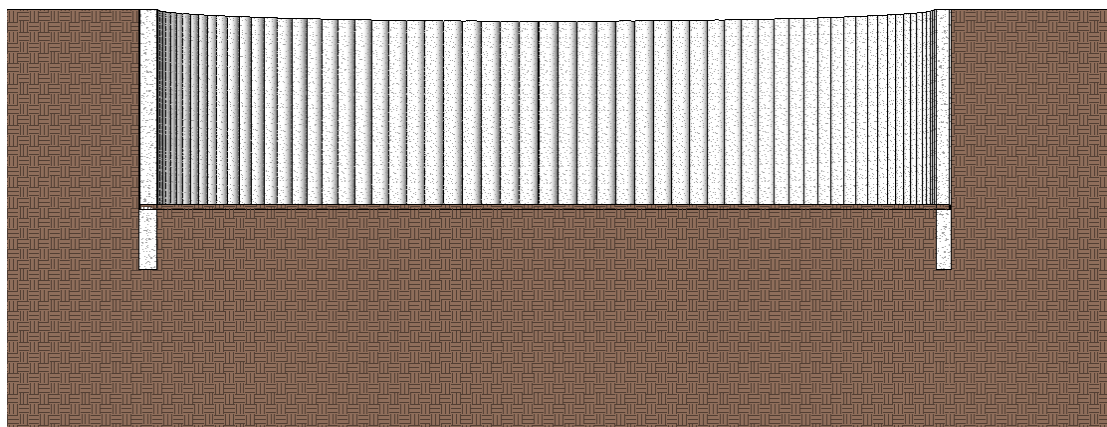
N_b representa o número de estabilidade da base, para a profundidade de escavação (12m), e é dado por:

$$N_b = \frac{\sigma_v}{c_u} \quad (4.5)$$

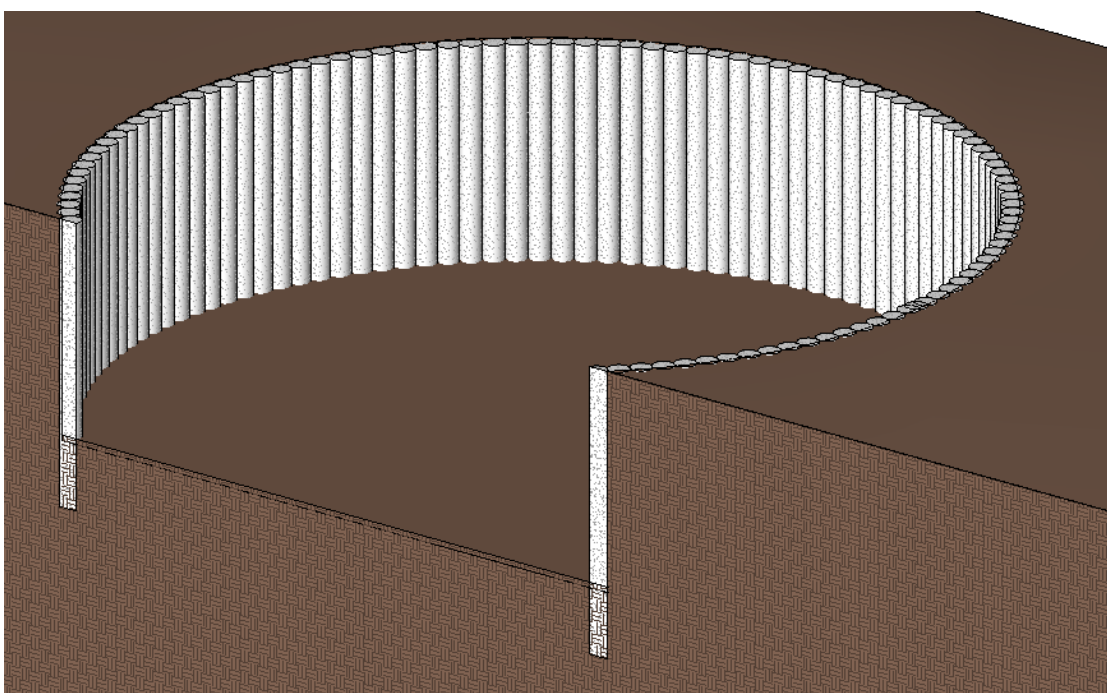
em que $\sigma_v = \gamma \cdot h$ é a tensão vertical total, antes da escavação, à profundidade h=12m, e c_u é a resistência não drenada da argila ao nível do pé da parede (profundidade z=14,5m, neste caso).

N_{bc} é o número de estabilidade crítico (que corresponde ao factor da capacidade de carga, N_c , de fundações directas em maciços argilosos, e que tem em conta as dimensões da escavação que, neste caso, toma o valor de 7,6 aproximadamente).





a)



b)

Figura 4.5 – a) Características da escavação (vista em corte); b) contenção com paredes autoportantes de jet grouting em escavações cilíndricas (vista tridimensional)

Como referido, esta obra foi simulada pelo método dos elementos finitos. A malha representada na figura 4.6 foi utilizada para discretizar o meio; é composta por 2480 elementos distribuídos da seguinte forma:

- solo argiloso: 2352 elementos triangulares híbridos de 6 nós;
- cortina de jet grouting: 128 elementos triangulares de 6 nós.

A disposição da malha privilegiou um maior refinamento nas zonas onde se previam mais elevados gradientes de tensões e gradientes hidráulicos, nomeadamente junto à parede e na fronteira drenante correspondente ao plano horizontal da base de escavação. Foram inicialmente impostas na malha as seguintes condições fronteira:

- deslocamentos horizontais nulos nos nós pertencentes ao eixo de simetria (fronteira lateral esquerda);
- deslocamentos horizontais considerados nulos a partir de uma determinada distância relativamente à cortina (fronteira lateral direita); este facto baseia-se no pressuposto de que a influência da escavação no estado de tensão se desvanece com o afastamento em relação à cortina; de acordo com análises desenvolvidas por Costa (2005) em escavações multi-escoradas, para distâncias horizontais superiores a seis vezes a profundidade de escavação a perturbação do estado de tensão deixa de ser significativo; neste caso, a estrutura de contenção cilíndrica (estado axissimétrico) é, em princípio, mais rígida e talvez pudesse ser admitida uma distância menor (facto que poderá ser comprovado adiante, aquando da análise dos resultados); no entanto será mantida a ordem de grandeza de seis vezes a profundidade de escavação ($6 \times 12 = 72m$);
- deslocamentos horizontais e verticais nulos na fronteira inferior, admitindo a indeformabilidade do firme, relativamente ao maciço argiloso;
- excessos de pressão neutra nulos na superfície do terreno (fronteira superior), coincidente com a posição do nível freático.

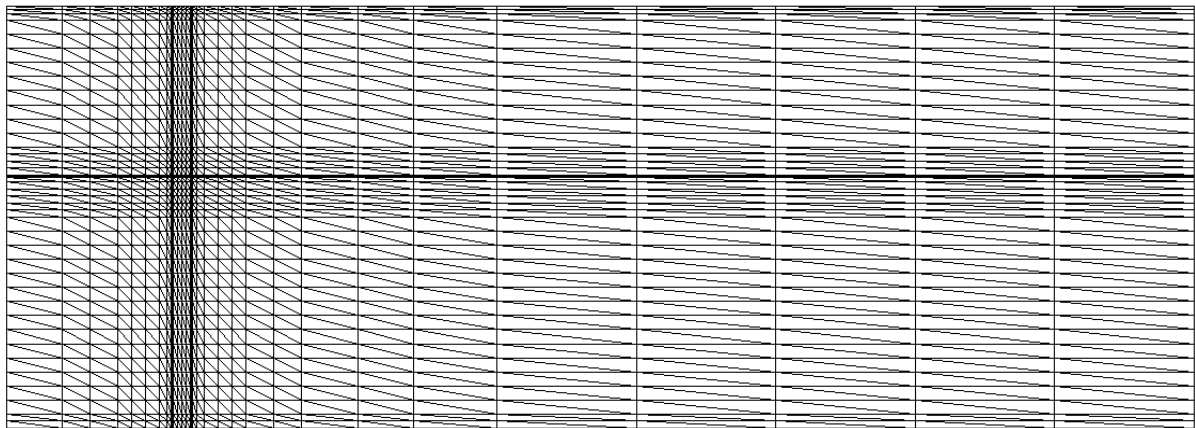


Figura 4.6 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo base

4.3.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

Inicialmente, admitiu-se que o nível freático se encontra à superfície do terreno, coincidente com a fronteira superior do estrato argiloso. Considerou-se que a formação argilosa teria um comportamento isotrópico em termos de permeabilidade, definido pelo coeficiente de permeabilidade, k , constante e de valor igual a 10^{-9} m/s.

No lado suportado, a posição do nível freático manter-se-á inalterada ao longo de todo o processo de análise.

Quanto ao lado escavado, admitiu-se que a posição do nível freático coincide com a base de escavação (figura 4.7). Por outras palavras, impõem-se, na superfície correspondente à base de escavação, valores zero para a pressão neutra, isto é, valores negativos para o excesso de pressão neutra com valor absoluto igual ao inicial (já que, no programa, o excesso de pressão neutra é definido pela diferença entre o valor da pressão neutra num determinado instante e o seu valor inicial).

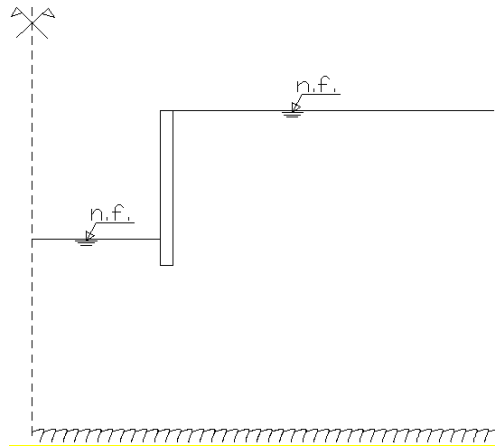


Figura 4.7 – Condições hidráulicas no final da consolidação

A fronteira lateral esquerda foi considerada impermeável por coincidir com o plano de simetria do problema. Da mesma forma, a fronteira lateral direita foi, também, considerada impermeável por uma questão de truncagem do meio.

4.4. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.4.1. INTRODUÇÃO

Neste subcapítulo serão comentados os resultados alcançados a partir da modelação numérica.

A execução duma escavação induz alterações nos estados de tensão efectiva e de pressões neutras do maciço. Como a permeabilidade do solo é baixa e o período de construção é curto, a remoção de terras é efectuada em condições praticamente não drenadas.

De forma teórica, o efeito de repartição de tensões pode ser entendido por analogia a um ensaio triaxial não drenado em que os excessos de pressão neutra e as variações das tensões efectivas dependem das características do solo, traduzidas teoricamente pelo parâmetros de Skempton, e do tipo de trajectória das tensões totais considerada (figura 4.8).

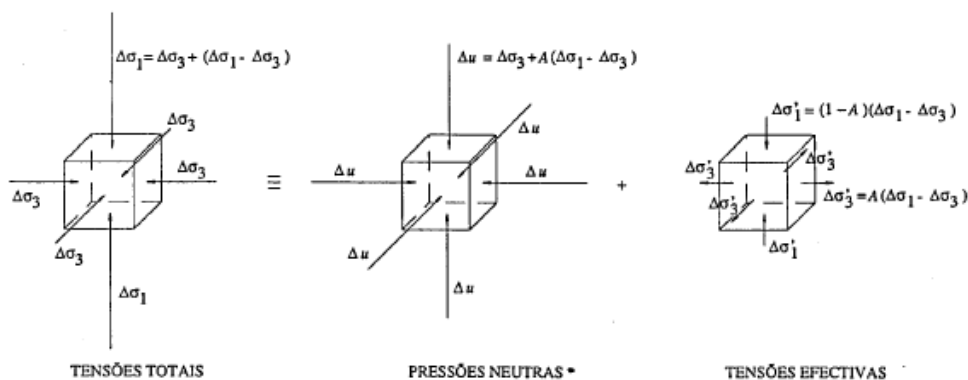


Figura 4.8 – Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado, correspondente à solicitação do provete por uma carga isotrópica (igual em todas as direcções) seguida de uma carga axial (Borges, 1995)

Após a escavação, as variações dos estados de tensão e de deformação passam a estar totalmente associadas à dissipação dos gradientes de pressões estabelecidos durante a escavação, com a consequente prossecução no tempo do escoamento do fluido até ao estado final de aquisição das condições de equilíbrio hidráulico (Borges, 1995). Estas condições correspondem a uma situação hidrodinâmica estacionária (escoamento permanente), determinada pela diferença de carga hidráulica de 12m entre o maciço do lado suportado e o maciço do lado escavado.

Por forma a ser possível uma melhor interpretação dos resultados, a análise deste estudo base é dividida em duas partes: o período de escavação e o período pós-escavação.

4.4.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO

4.4.2.1. Evolução do estado de tensão

Nas figuras seguintes foram consideradas, para este período, diferentes fases de escavação, cujos resultados relativos a tensões se apresentam.

Relativamente aos excessos de pressão neutra (figura 4.9) é possível retirar as seguintes conclusões:

- em todas as fases de escavação geram-se excessos de pressão neutra negativos que crescem à medida que a profundidade de escavação aumenta; esta constatação justifica-se com a diminuição da pressão média total associada ao processo de escavação;
- os valores absolutos mais elevados ocorrem na zona subjacente à escavação, pois é nesta zona que se verifica uma maior diminuição da tensão média total;
- os incrementos negativos das pressões neutras são mais elevados na zona correspondente à base de escavação e junto ao eixo de simetria, diminuindo gradualmente com a profundidade;
- o valor máximo dos excessos de pressão neutra negativos é inferior (cerca de 74% no final da escavação) ao peso de terras e água removido; esta diferença é justificada pela interação com a parede, questão detalhadamente analisada por Costa (2005) em paredes moldadas multi-escoradas;
- no lado suportado do maciço existe igualmente uma tendência de geração de excessos de pressão neutra negativos, embora a ordem de grandeza seja significativamente inferior aos valores constatados do lado escavado; tal justifica-se pela menor diminuição da tensão média total no lado suportado, uma vez que neste lado não existe escavação, e pela presença da cortina que evita uma descompressão significativa do maciço da mesma ordem de grandeza da verificada no lado escavado;
- no lado suportado, os excessos de pressão neutra, em valor absoluto, aumentam em profundidade, visto que ocorre igualmente descompressão do maciço associado à escavação, para profundidades superiores à da extremidade inferior da cortina.

Complementarmente, apresentam-se na figura 4.10 os resultados das pressões neutras, os quais estão em consonância, naturalmente, com os resultados dos excessos de pressão neutra.

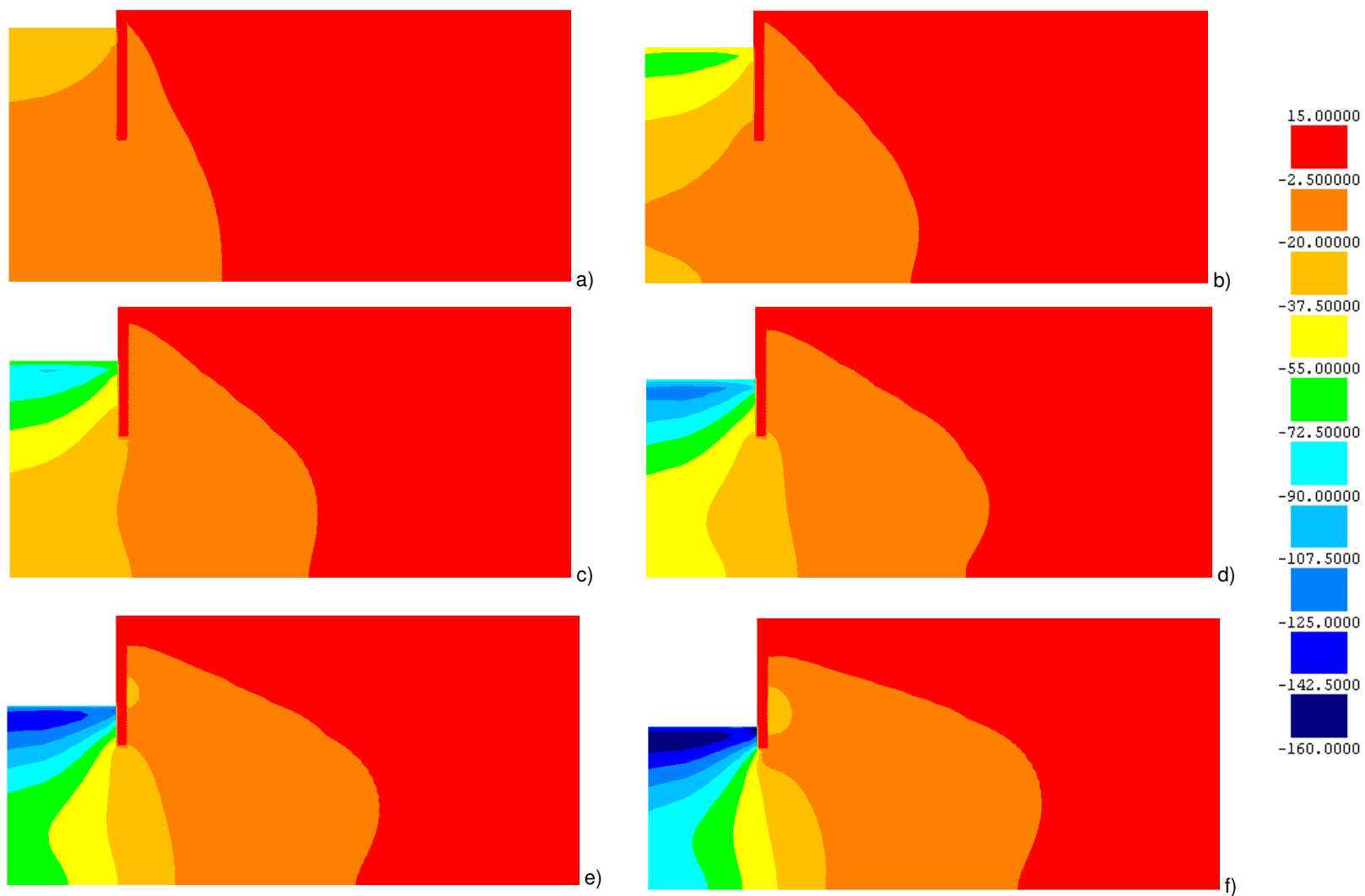


Figura 4.9 – Excessos de pressão neutra no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

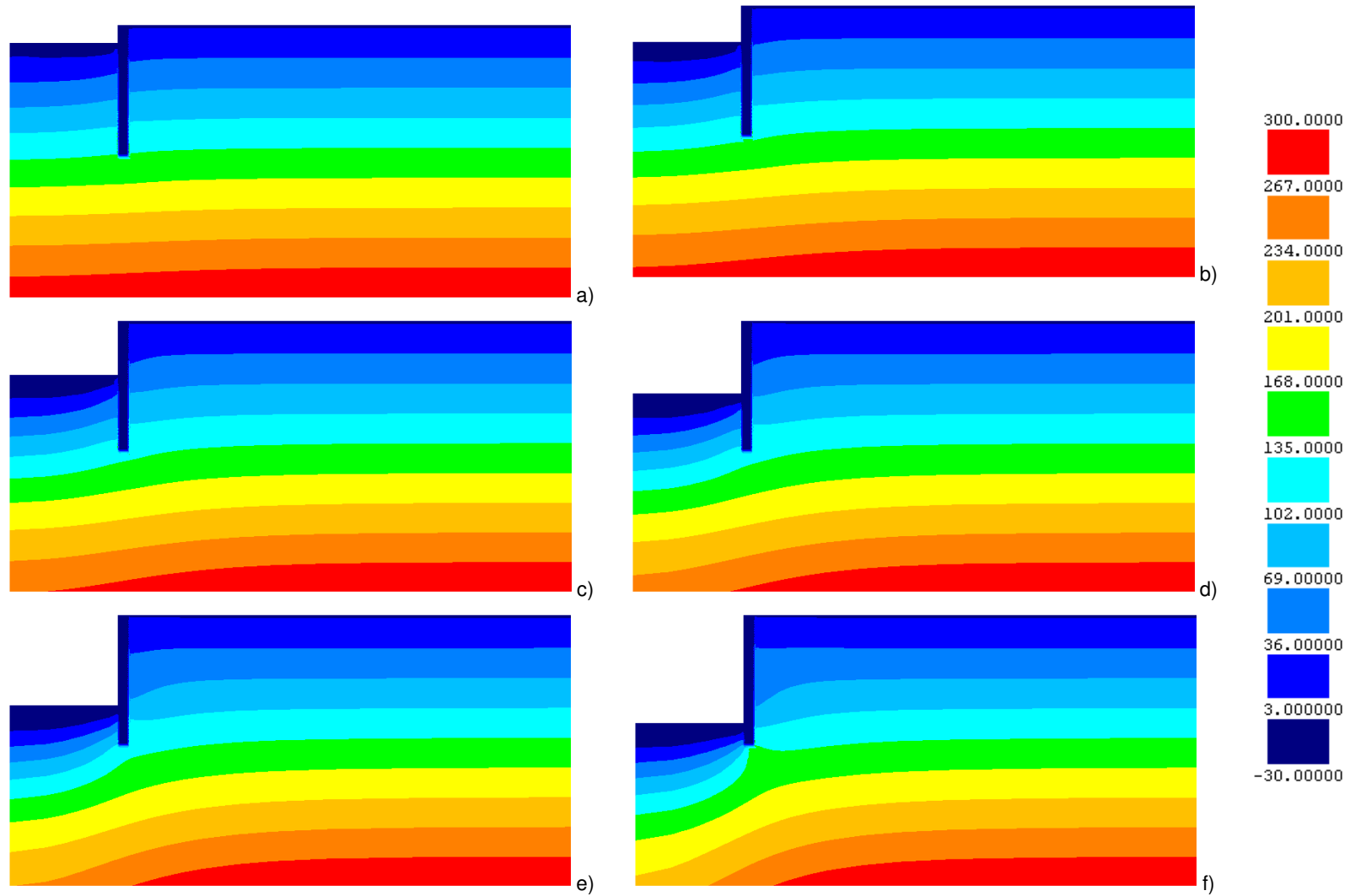


Figura 4.10 – Pressões neutras no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

Na figura 4.11 apresentam-se as colorações dos incrementos de tensão efectiva horizontal, a qual se complementa com resultados da tensão efectiva horizontal (incluindo o estado de tensão inicial) na figura 4.12 (neste caso, somente em 3 instantes da fase de escavação).

Sobre estas figuras importa referir o seguinte:

- verifica-se um aumento gradual da tensão efectiva horizontal no solo do lado escavado à medida que a escavação aumenta: este aumento torna-se mais significativo junto à cortina de jet grouting, imediatamente abaixo da base de escavação;
- no maciço do lado suportado, existe uma diminuição da tensão efectiva horizontal, nomeadamente na zona abaixo do pé da cortina e imediatamente acima do nível de escavação, o que permite associar esta diminuição do estado de tensão horizontal ao efeito de arco das pressões sobre a cortina, como se verá mais à frente (corresponde a zonas da cortina que se deslocam mais no sentido da escavação).

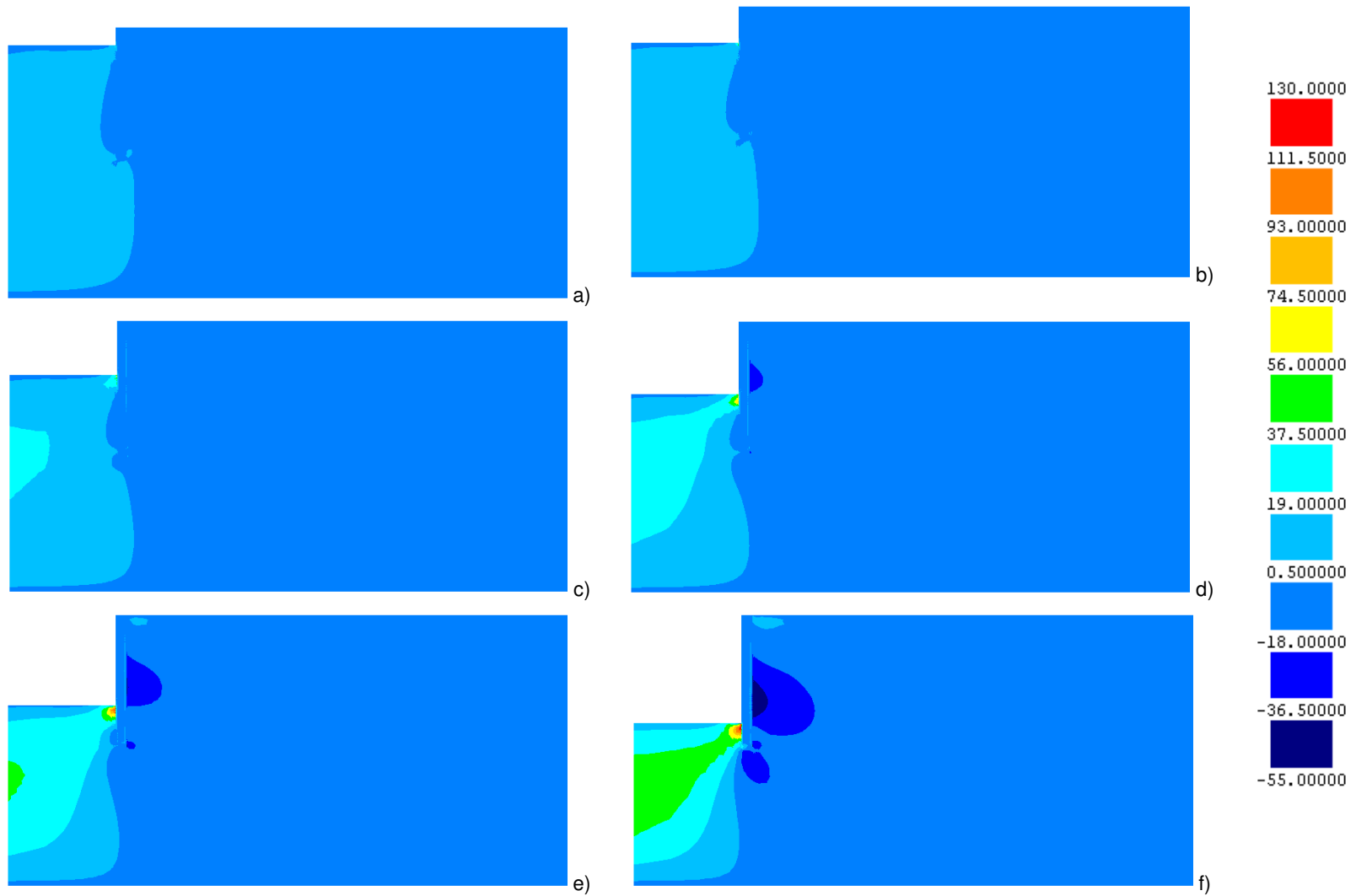


Figura 4.11– Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

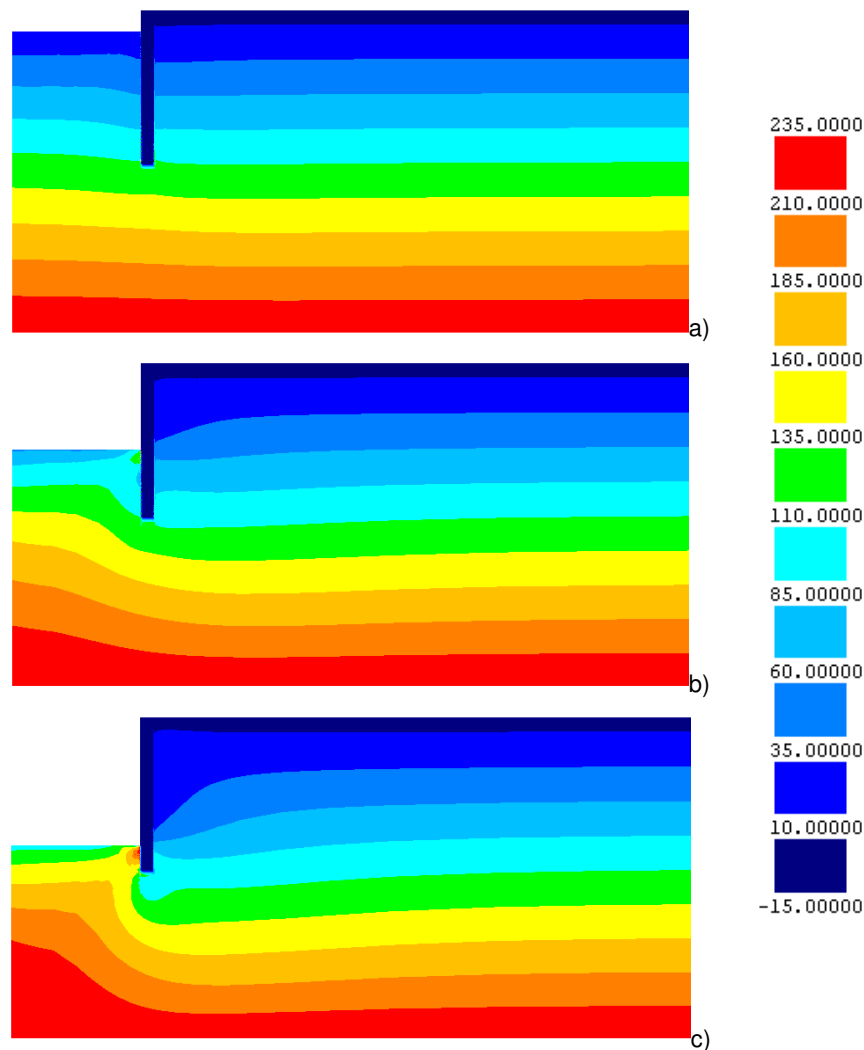


Figura 4.12 – Tensão efectiva horizontal no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 8m de escavação; c) aos 12m de escavação

Na figura 4.13 apresentam-se as colorações dos incrementos de tensão efectiva vertical, a qual se complementa também com resultados da tensão efectiva vertical na figura 4.14.

Sobre estas figuras importa referir o seguinte:

- verifica-se uma diminuição das tensões efectivas verticais no maciço do lado escavado, à medida que a escavação avança, com um impacto mais significativo na zona junto ao eixo de simetria; do lado escavado, junto à face da cortina verifica-se um acréscimo significativo desta tensão a qual se prolonga até ao pé da cortina;
- do lado suportado verifica-se um aumento da tensão efectiva; este aumento está relacionado com a diminuição da pressão neutra nessa zona (excessos de pressão neutra negativos, como se viu atrás): não existindo uma variação significativa da tensão vertical total do lado suportado, diminuindo a pressão da água, terá de aumentar a tensão efectiva vertical.

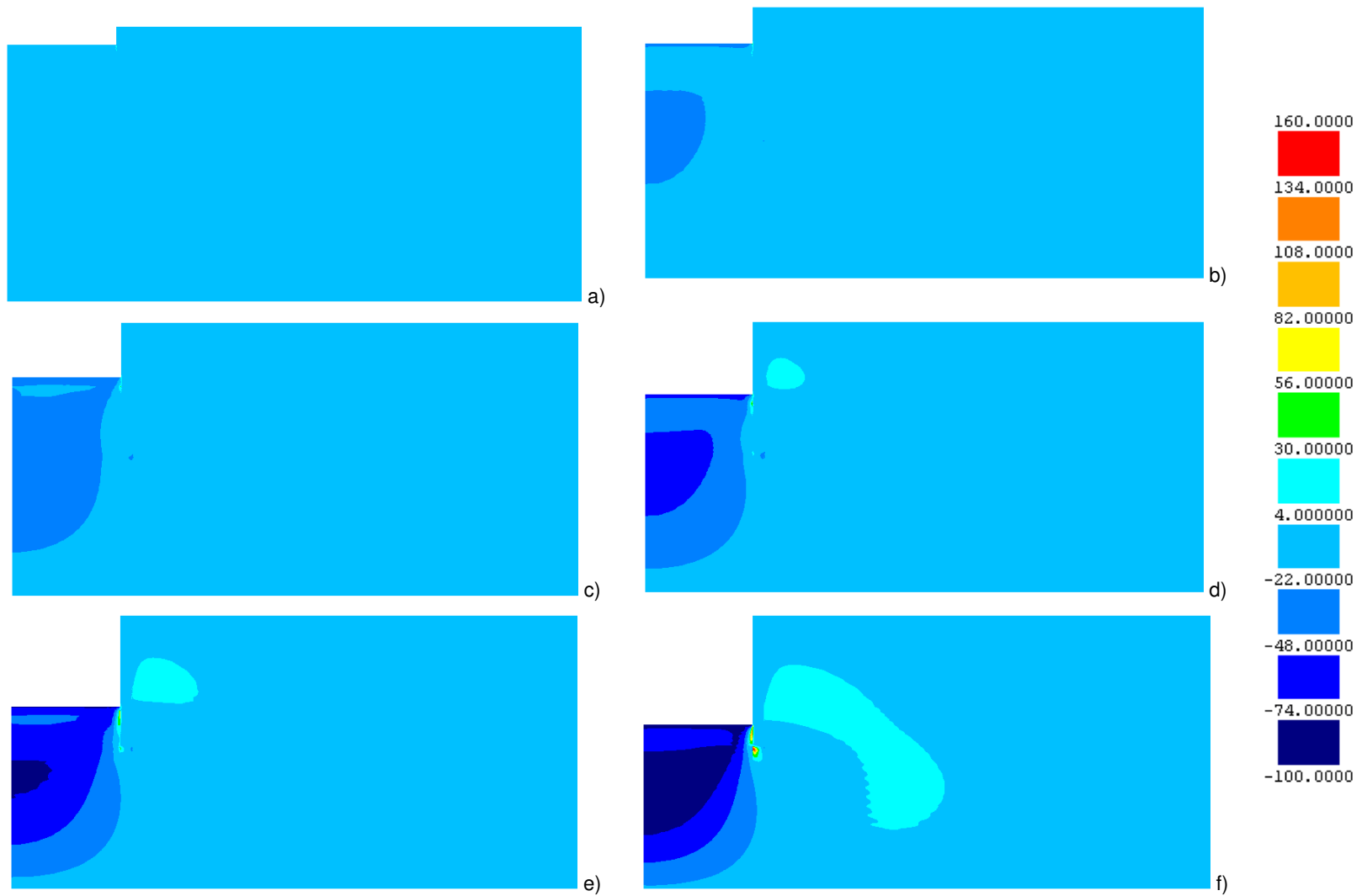


Figura 4.13 – Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

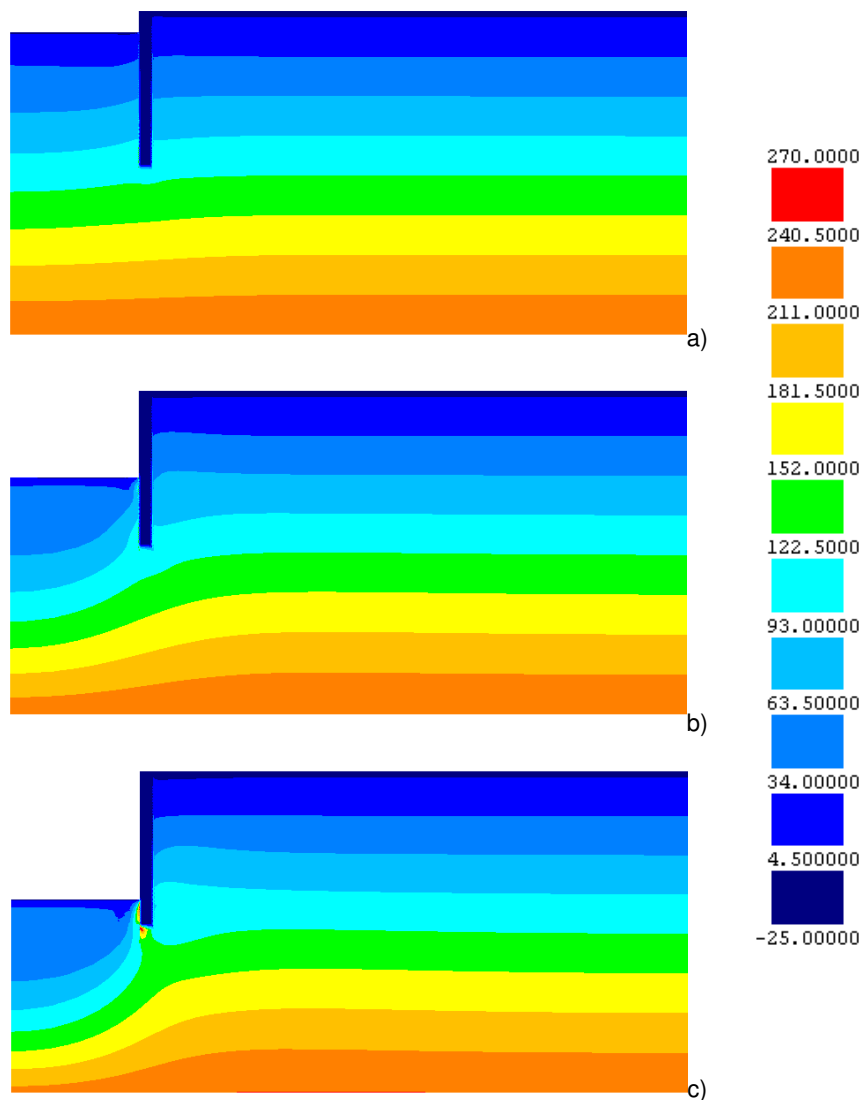


Figura 4.14 – Tensão efectiva vertical no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 8m de escavação; c) aos 12m de escavação

Relativamente às tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) cujas colorações se apresentam na figura 4.15, registam-se os seguintes comentários:

- no maciço subjacente à escavação, nas zonas junto à cortina, são mobilizados elevados valores das tensões de corte, com maior significado à medida que a escavação progride;
- no maciço do lado suportado verifica-se igualmente um aumento das tensões de corte, com maior significado ao nível da cota de escavação; com o aumento da distância à cortina, as tensões de corte vão-se desvanecendo, tendendo para o estado de tensão inicial, onde estas tensões são nulas.

Na figura 4.16 mostram-se os níveis de tensão mobilizados nas diferentes fases. O nível de tensão descreve a proximidade do estado de tensão relativamente ao estado crítico e define-se por:

$$SL = \frac{q}{p \cdot M} \quad (4.6)$$

em que p representa a tensão média efectiva, q a tensão de desvio e M a inclinação da linha de estados críticos no referencial p - q .

Em solos normalmente consolidados, o nível de tensão varia entre 0 e 1, em que 1 corresponde ao estado crítico. Em solos sobreconsolidados, caso aqui analisado, este valor pode assumir valores superiores a 1, correspondente a estados de tensão na vizinhança da resistência de pico (figura 4.17). Pela definição de nível de tensão, pode-se depreender que SL aumenta quando a tensão de desvio (q) aumenta e/ou a tensão média (p) diminui.

Pela figura 4.17, pode-se perceber que:

- o nível de tensão aumenta mais em zonas mais próximas da base de escavação e no decurso da mesma; o mesmo se pode inferir para as zonas em redor da cortina;
- o nível de tensão diminui à medida que a distância à cortina aumenta, diminuindo também em profundidade;
- SL assume valores superiores a 1 nas zonas mais esforçadas do maciço, em particular junto à cortina do lado escavado;
- SL praticamente não varia nas zonas mais distantes das mais solicitadas, significando que o estado de tensão inicial nestas zonas se mantém inalterado.

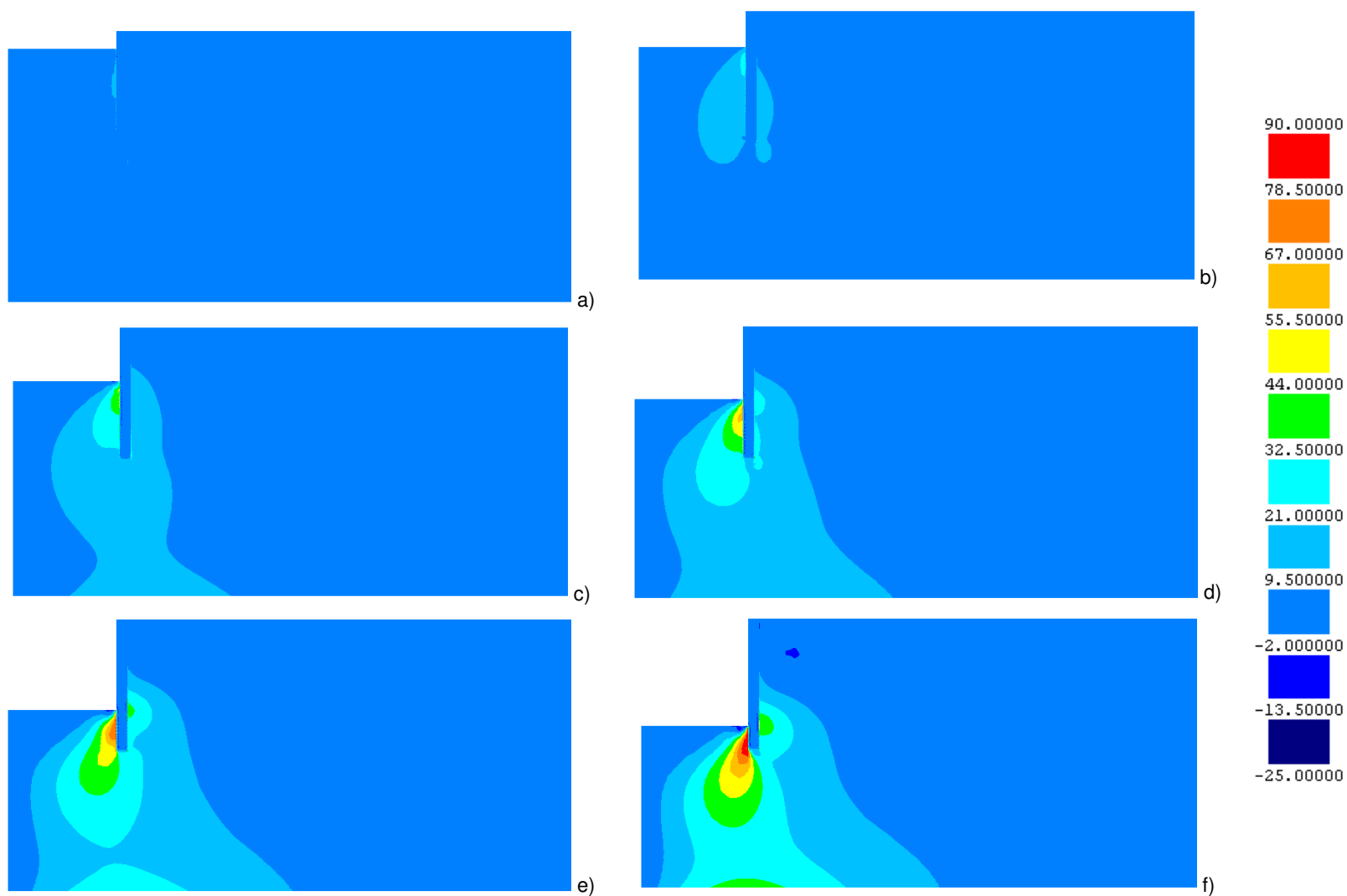


Figura 4.15 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 4 m de escavação; c) aos 6 m de escavação; d) aos 8 m de escavação; e) aos 10 m de escavação; f) aos 12 m de escavação

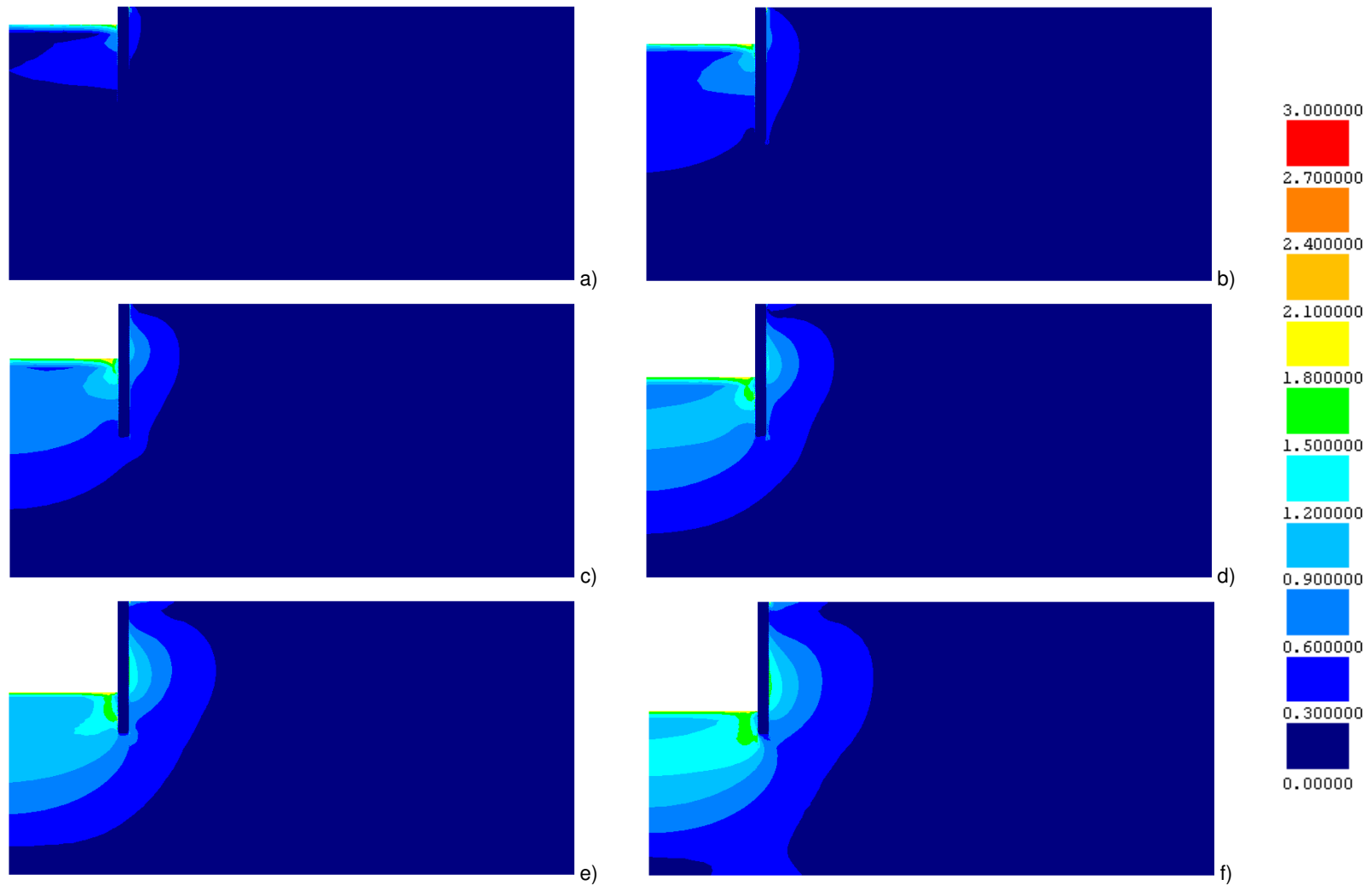


Figura 4.16 – Níveis de tensão no decurso da escavação: a) aos 2 m de escavação; b) aos 4 m de escavação; c) aos 6 m de escavação; d) aos 8 m de escavação; e) aos 10 m de escavação; f) aos 12 m de escavação

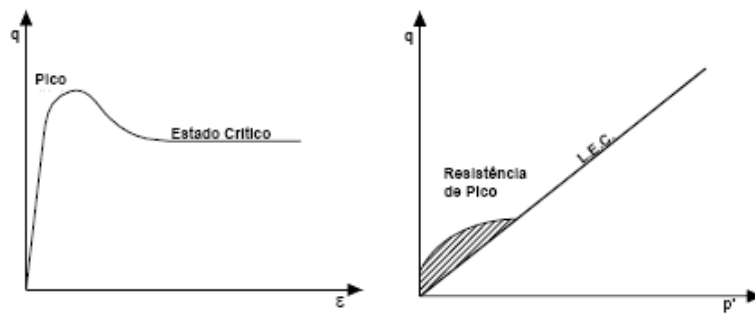
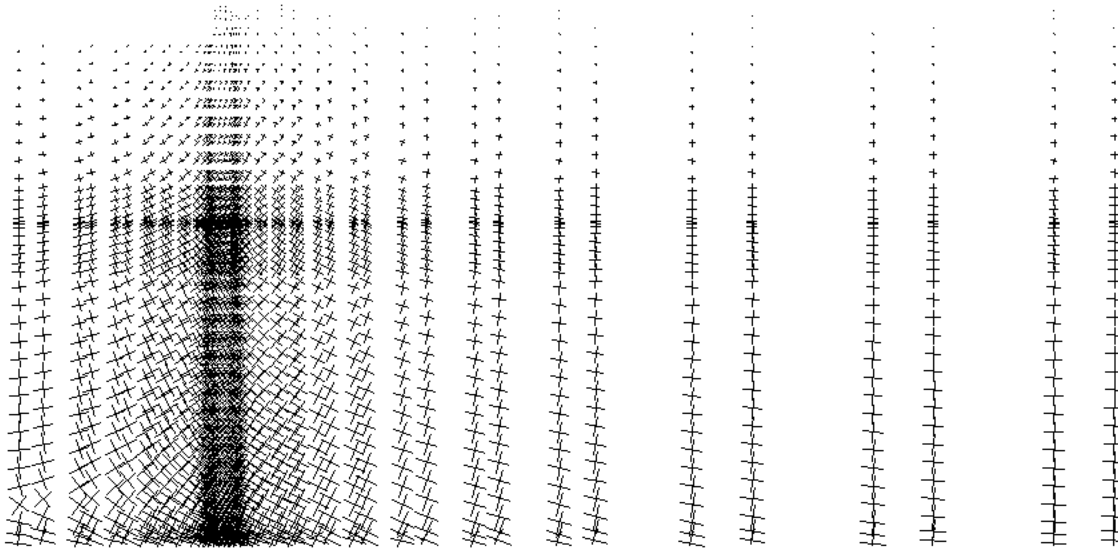


Figura 4.17 – Comportamento de solos sobreconsolidados (Costa, 2005)

Complementarmente às colorações anteriormente expostas, apresentam-se de seguida (figura 4.18) as cruzetas de tensões principais efectivas, para 3 valores de profundidades de escavação (2m, 8m, 12m).



a)

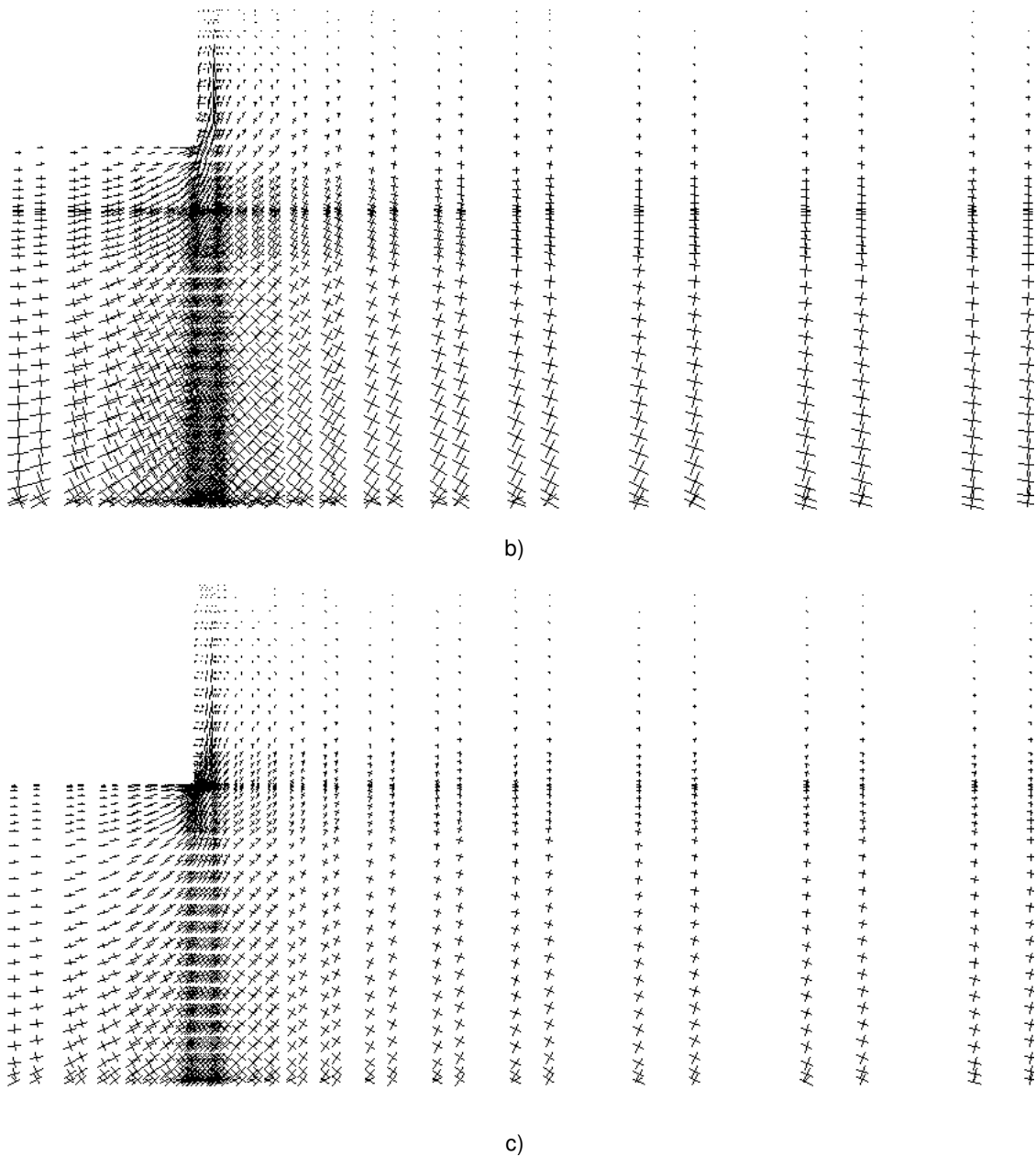


Figura 4.18 – Tensões principais efectivas no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 8m de escavação; c) aos 12m de escavação

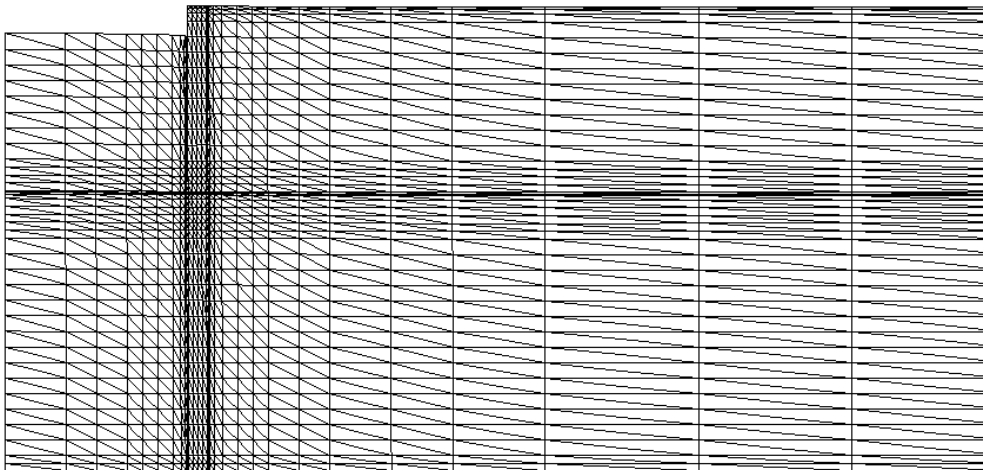
A análise desta figura permite mencionar o seguinte:

- o processo de escavação provoca fortes acréscimos de tensão de desvio (corte), observados na figura através da rotação das direcções principais de tensão;
- os acréscimos da tensão de desvio são muito expressivos nas zonas junto à cortina, abaixo da base de escavação, aumentando com a profundidade desta e com valores mais elevados do lado escavado; esta constatação vai de encontro ao observado na figura 4.15 para as tensões de corte, τ_{xy} , nos planos horizontais e verticais;

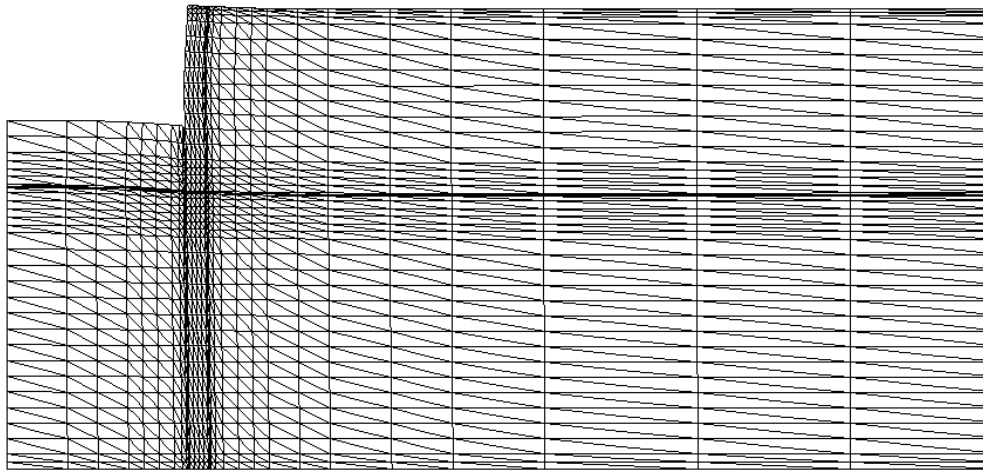
- do lado escavado, no fim da escavação, são visíveis a diminuição da tensão vertical efectiva e o aumento da tensão horizontal efectiva tal como constatado anteriormente nas figuras 4.11 a 4.14.

4.4.2.2. Deslocamentos

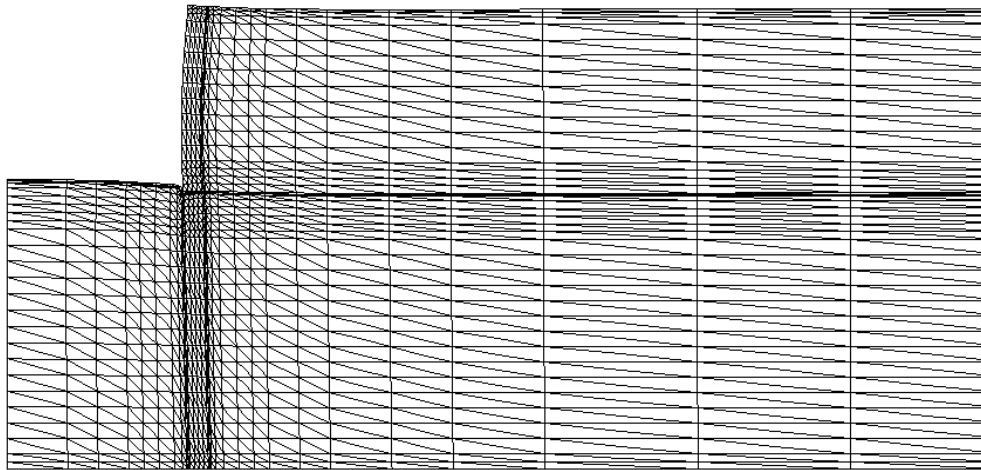
Na figura 4.19 são apresentadas as configurações das deformadas, ampliadas de um factor de 10, durante o processo de escavação.



a)



b)



c)

Figura 4.19 – Configuração das deformadas no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 8m de escavação; c) aos 12m de escavação

Na exposição que de seguida se inclui, procura-se quantificar e entender de forma mais precisa o que se passa na cortina, no fundo da escavação e à superfície do maciço suportado.

Na figura 4.20 são apresentados os deslocamentos horizontais da parede, para as diversas profundidades de escavação.

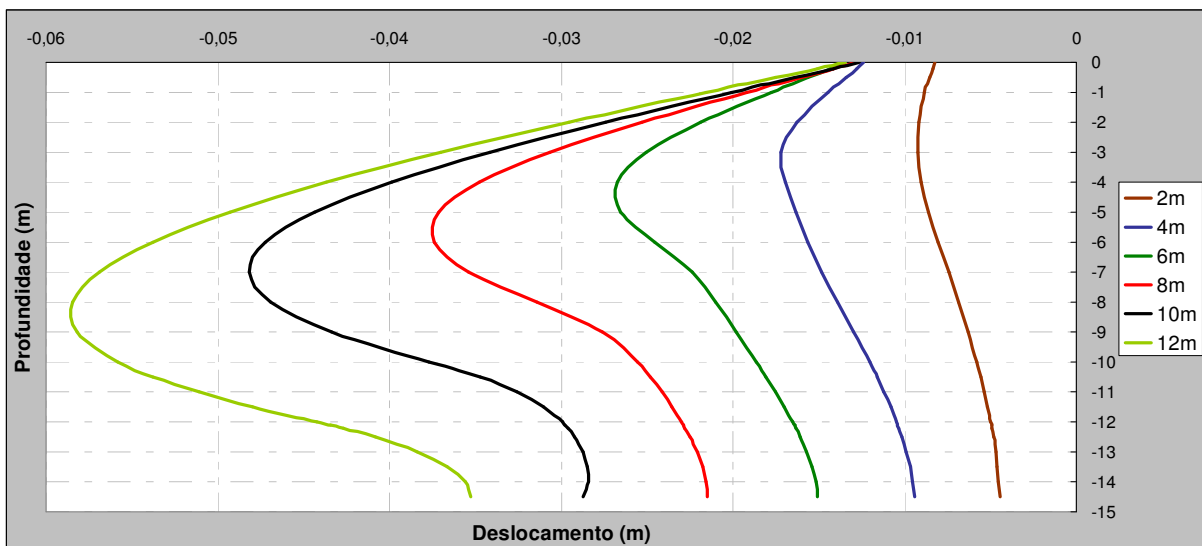


Figura 4.20 – Deslocamentos laterais da cortina para diferentes profundidades de escavação

Em todas as fases de escavação constata-se que a cortina apresenta uma deformada com convexidade voltada para o interior da escavação.

Para cada fase de escavação, os movimentos assumem particular significado um pouco acima da base de escavação.

Ao nível da superfície, o movimento da cortina é pouco expressivo, limitando-se a acompanhar o movimento da parede no sentido de compressão do maciço escavado e descompressão do lado suportado, o que permite supor que existe no topo da cortina um apoio imaginário conferido pela forma circular do perímetro da parede em planta. A partir dos 4m de escavação, verifica-se que este ponto no topo da cortina praticamente não mexe durante a escavação. É a partir desse ponto que se verifica uma rotação da cortina que aumenta com a profundidade de escavação, verificando-se também um aumento da curvatura da cortina.

Nas figuras 4.21 e 4.22 representam-se os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do maciço suportado. A análise destes deslocamentos tem particular importância, na prática, na avaliação de eventuais danos nas estruturas vizinhas.

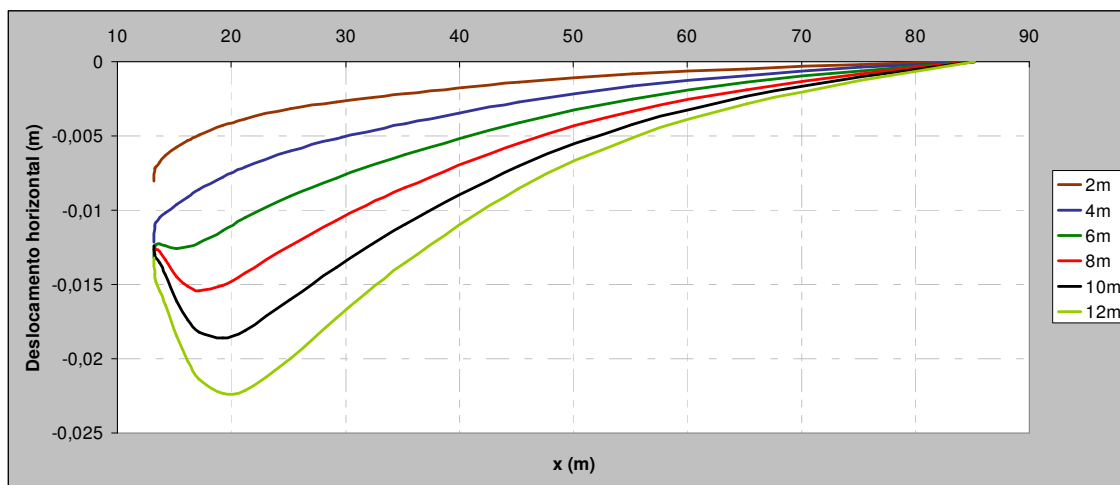


Figura 4.21 – Deslocamento horizontal da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação

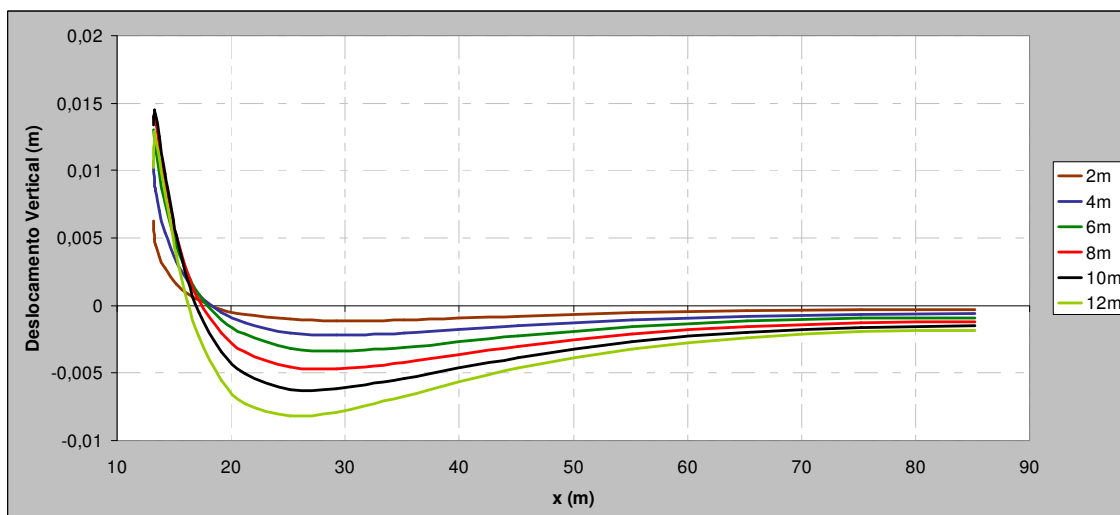


Figura 4.22 – Deslocamento vertical da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação

Relativamente ao deslocamento horizontal (figura 4.21) verifica-se que, de uma forma geral, como esperado, os deslocamentos aumentam à medida que a escavação progride.

Até se atingir uma profundidade de 6 m, os deslocamentos atingem os valores mais elevados na zona de contacto com a cortina. Esta tipologia é típica de estruturas autoportantes.

A partir dos 6 m até ao fim da fase de escavação, o deslocamento horizontal máximo passa a suceder a aproximadamente a 7 m da cortina.

No que refere aos deslocamentos verticais da superfície (figura 4.22), verifica-se, em todas as fases, uma tendência côncava na curvatura do gráfico. A concavidade acentua-se com a profundidade de escavação, distanciando-se o deslocamento vertical máximo da vizinhança da cortina. O perfil côncavo observado para os deslocamentos verticais é típico neste tipo de obras em que se mobilizam elevadas tensões tangenciais entre a cortina e o solo suportado, acarretando menores assentamentos nas proximidades daquela. Estes deslocamentos verticais estão directamente relacionados com os deslocamentos horizontais da cortina. Menos comum em paredes de contenção é o levantamento que sucede nas proximidades da cortina, facto que poderá ser justificado neste problema pela forma circular da estrutura de contenção em planta.

Na figura 4.23 mostra-se a evolução do levantamento do fundo da escavação para diferentes fases do processo de escavação.

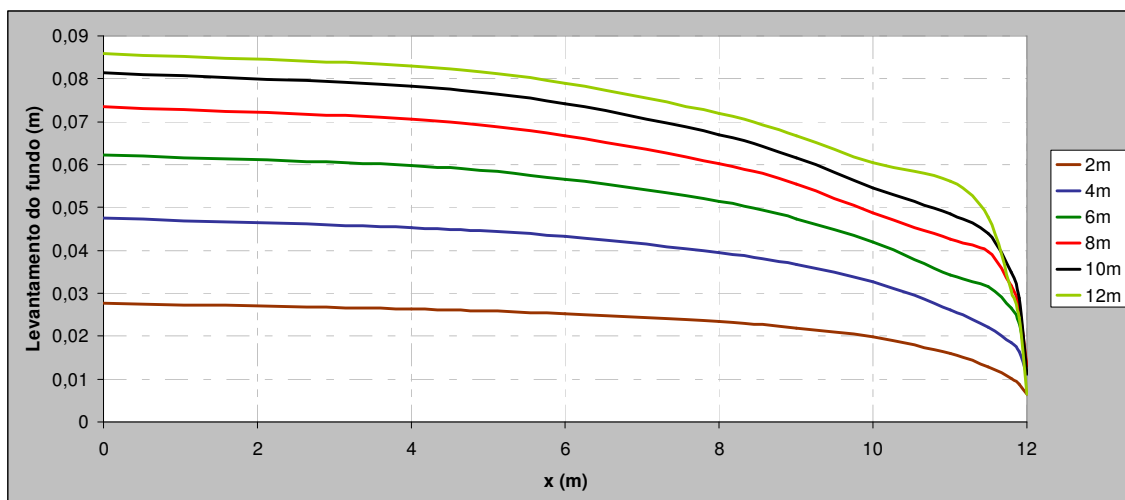


Figura 4.23 – Levantamento do fundo de escavação para diferentes profundidades de escavação

O levantamento do fundo vai aumentando com a escavação. No eixo de simetria o deslocamento atinge o valor mais elevado, significativamente maior do que os assentamentos na superfície do maciço. Na proximidade da cortina, o movimento ascendente é significativamente menor devido às tensões tangenciais mobilizadas na interface solo-cortina.

De uma maneira geral e de modo simplificado, a análise das figuras 4.19 a 4.23 permite observar uma tendência em que o funcionamento estrutural da parede é semelhante ao representado na figura 4.24, assumindo um apoio no seu topo e um encastramento na parte imediatamente abaixo à base de escavação, embora este encastramento permita deslocamentos horizontais.

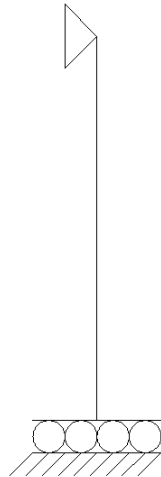


Figura 4.24 – Funcionamento estrutural simplificado da parede de contenção para o fim da escavação

4.4.2.3. Pressões de terra sobre as faces da cortina

Na figura 4.25 está retratada a distribuição da tensão total horizontal (“pressão de terras”) sobre as faces da cortina. Nesta representação, as pressões negativas correspondem às exercidas sobre a face interior (face voltada para o lado escavado) e as positivas sobre a face exterior (face do maciço suportado).

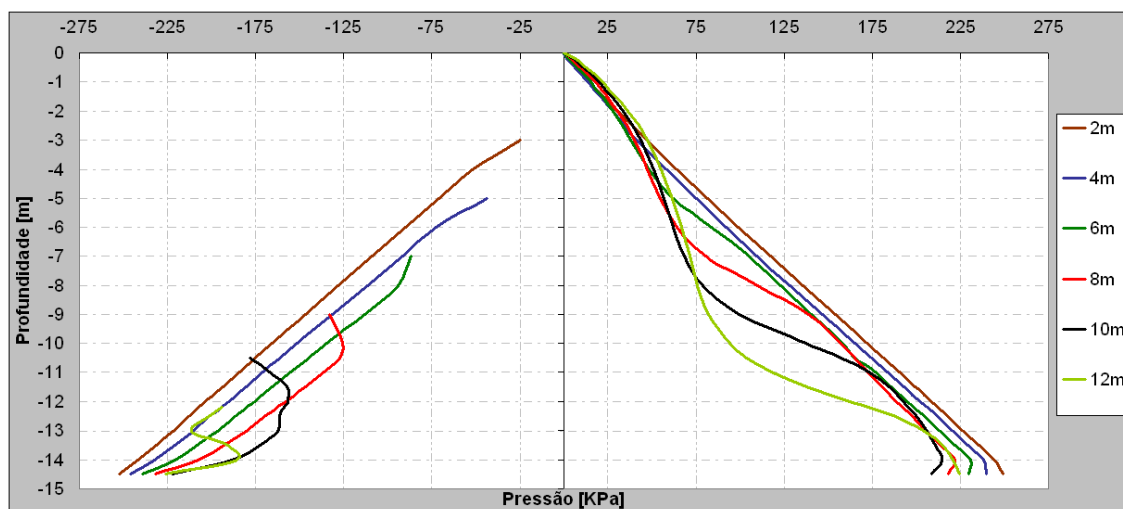


Figura 4.25 – Pressão de terras na cortina para diferentes profundidades de escavação

A análise da distribuição das pressões exercidas sobre a cortina é uma questão complexa devido aos fenómenos de redistribuição das tensões por efeito de arco, havendo lugar, no caso de solos argilosos saturados, a variação quer das pressões de água quer das tensões horizontais efectivas (factores de que depende a tensão horizontal sobre as faces da cortina), como comprovado pelos resultados mostrados anteriormente relativos a estas grandezas. São analisados somente os resultados de acção global, isto é, da tensão total horizontal, já que é essa que tem especial interesse para o dimensionamento da cortina.

Por observação da figura 4.25, podemos concluir que a evolução das pressões exercidas pelo solo suportado sobre a cortina permite um reconhecimento de efeito de arco. Observa-se uma diminuição geral das pressões, tendendo o maciço para o estado limite activo; em comparação com a forma da distribuição triangular teórica de impulso activo de Rankine-Coulomb, nota-se um aumento de pressões nas partes superior e inferior da cortina e uma diminuição na parte intermédia; este facto é devido ao fenómeno de efeito de arco associado aos menores deslocamentos da cortina nas zonas superior e inferior quando comparados com os da zona intermédia, como constatado anteriormente na figura 4.20. No lado escavado constata-se que as pressões diminuem com o avanço da escavação, facto associado à descompressão do maciço no lado escavado.

4.4.2.4. Momentos flectores na cortina

A evolução dos momentos flectores da cortina à medida que a profundidade de escavação aumenta, pode ser observada na figura 4.26.

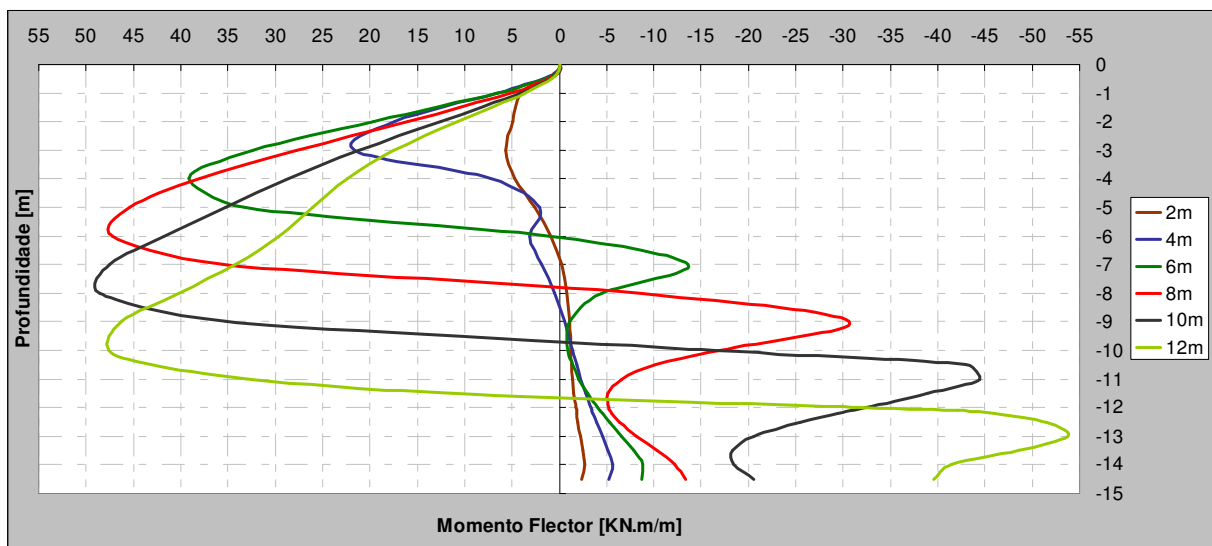


Figura 4.26 – Diagrama de momentos flectores na cortina para diferentes profundidades de escavação

A análise da figura permite constatar comportamentos que vão de encontro ao que foi referido a propósito da figura 4.24. Verifica-se que o valor do momento flector anula-se a uma profundidade próxima da base de escavação. Para cada profundidade, abaixo deste nível, o solo tem um efeito de um certo encastramento sobre a cortina.

O valor máximo do momento flector negativo é aproximadamente -54 kN.m/m ao qual corresponde uma tensão efectiva vertical máxima de 438,40 kPa e mínima de -9,63 kPa. O valor máximo do momento flector positivo assume um valor de 49 kN.m/m ao qual corresponde uma tensão efectiva vertical máxima de 309,44 kPa e mínima de -95,56 kPa.

Importa relembrar que, na maior parte das situações na prática, as estruturas de jet-grouting não são armadas, pelo que, em geral, devem ser dimensionadas de modo a que não existam tracções no jet-grouting. Face aos valores indicados no parágrafo anterior, justificar-se-ia pois, em termos práticos, aumentar a espessura da parede de modo a somente mobilizarem-se tensões de compressão. No entanto, uma vez que os valores das tracções obtidos são significativamente inferiores aos valores da

resistência à tracção do jet-grouting usualmente reportados na bibliografia da especialidade, optou-se, neste estudo base, por manter a espessura da parede, deixando a análise desta questão (variação da espessura da parede) para o capítulo seguinte (análises paramétricas). Por outro lado, importa salientar também que, mesmo que fosse atingida a tensão de rotura à tracção em pontos localizados da parede, a estabilidade global desta não seria comprometida, dado o seu funcionamento em arco na direcção horizontal (escavação cilíndrica): dar-se-ia pois redistribuições de tensão, aumentando, no entanto, os deslocamentos da parede e as suas tensões de compressão na direcção circunferencial (“tensões de arco”).

4.4.2.5. Compressão na secção vertical da parede

Na figura 4.27 representam-se, para as sucessivas fases de escavação, as tensões de compressão na secção vertical da parede nos seus pontos médios (tensão de compressão de arco na direcção circunferencial).

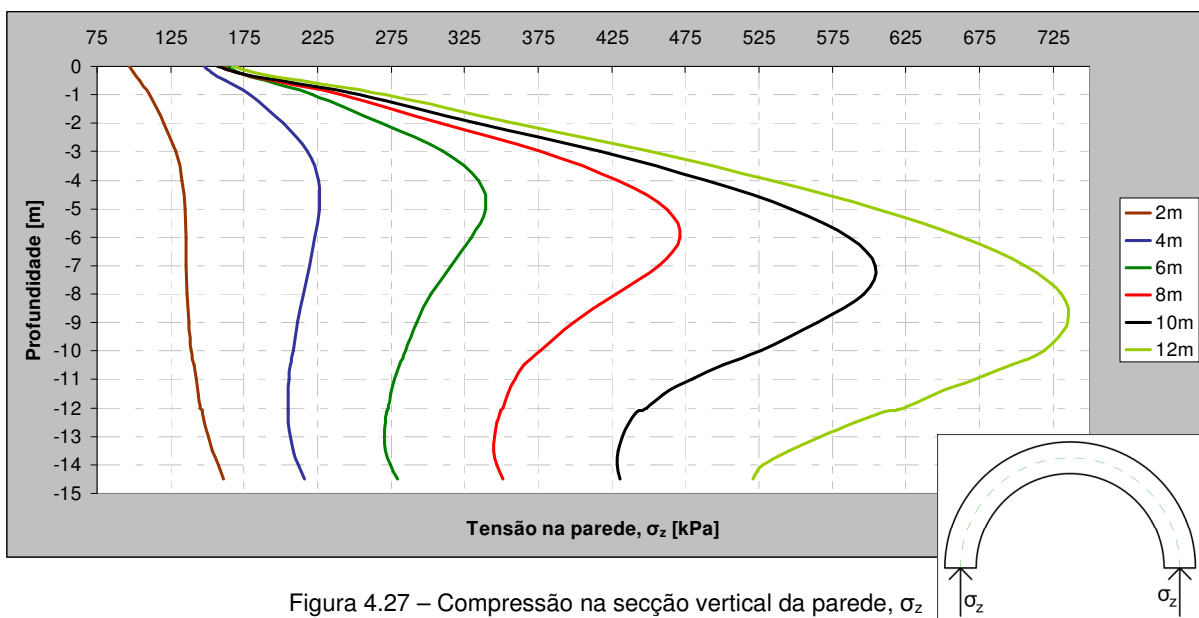


Figura 4.27 – Compressão na secção vertical da parede, σ_z

Pela análise da figura constata-se que, para cada fase de escavação, a tensão assume uma tendência em que o valor de máxima compressão se estabelece a aproximadamente um quarto da base de escavação. Verifica-se que este gráfico está em consonância com os deslocamentos laterais da cortina (figura 4.20), isto é, os deslocamentos mais elevados coincidem com as maiores tensões.

No topo da cortina verifica-se que o valor desta tensão é o menor e, a partir dos 4 m de escavação, mantém-se aproximadamente constante com o aumento da profundidade daquela.

O valor máximo corresponde, naturalmente, à fase de conclusão da escavação, estimado em 735 kPa a 9 m de profundidade. Fazendo uma avaliação muito abreviada deste valor, verifica-se que, se a parede funcionasse exclusivamente pelo efeito tubular da sua construção em planta, e sendo o valor da pressão de terras sobre a face da parede igual a 82 kPa para $z = 9m$ (figura 4.25), constata-se que (aplicando a expressão 4.3):

$$\sigma = \frac{p \times r_{ext}}{e} = \frac{82 \times 13,2}{1,2} = 902 kPa$$

Constata-se que este valor é um pouco superior ao obtido na simulação por elementos finitos (735 kPa), o que é plausível, uma vez que a parede, para além do efeito tubular, funciona também à flexão na direcção vertical, com se viu anteriormente, sendo, no entanto, este último efeito significativamente menos importante que o primeiro (facto que justifica a utilização de uma estrutura de contenção não armada em jet-grouting).

4.4.3. COMPORTAMENTO PÓS-CONSTRUÇÃO

4.4.3.1. Considerações gerais

Como referido anteriormente, findo o período de execução, a baixa permeabilidade do solo e a rapidez de construção levam a que os gradientes hidráulicos gerados demorem um tempo considerável para se dissiparem, resultando em alterações dos estados de tensão e deformação diferidos no tempo.

A importância desta dissipação depende da grandeza dos excessos de pressão neutra gerados durante a escavação mas também das pressões intersticiais de equilíbrio hidrodinâmico a longo prazo determinadas pela diferença de carga hidráulica de 12 m entre o maciço do lado suportado e o maciço do lado escavado. Na figura 4.28 destaca-se a rede de fluxo teórica num problema similar a longo prazo (Matos Fernandes, 2006).

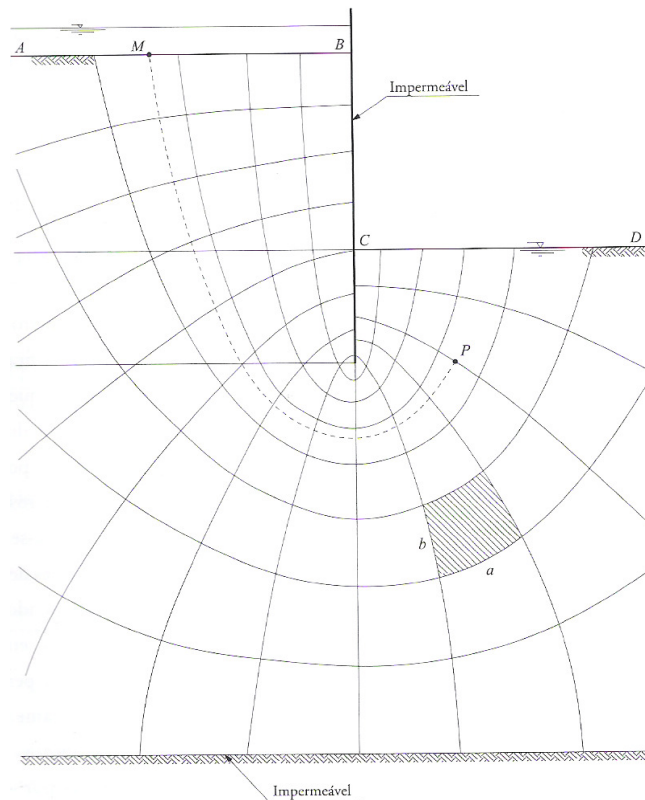


Figura 4.28 – Rede de fluxo para um escoamento bidimensional num meio isotrópico e homogéneo (Matos Fernandes, 2006)

Assim, até se atingir um regime permanente, o maciço sofre deformações de carácter volumétrico devido à alteração do teor em água existente no mesmo.

Esta análise torna-se pois fundamental neste tipo de construções, já que, devido ao processo de consolidação as maiores deformações se dão por norma a longo prazo.

4.4.3.2. Evolução do estado de tensão

Nas figuras 4.29 a 4.37 mostram-se os resultados das tensões em diferentes instantes do período de consolidação.

No que diz respeito às pressões de água e à sua evolução, a dissipação dos excessos de pressão neutra negativos gerados durante a construção é feita em relação às pressões hidrodinâmicas finais do escoamento permanente. Como, do lado escavado, estas pressões são significativamente menores que as pressões hidrostáticas anteriores à escavação (devido ao rebaixamento do nível freático), só uma pequena parcela do excesso de pressão neutra gerado durante a construção se dissipa até se atingirem as pressões finais de equilíbrio hidráulico.

A análise das pressões neutras e sua evolução, ilustrada na figura 4.29, permitem destacar que até ao fim da consolidação, para camadas do maciço à mesma cota, as pressões neutras são mais elevadas no lado suportado que no escavado, devido à diferença de posição do nível freático nos dois lados.

A evolução dos excessos de pressão neutra no maciço em diferentes instantes após a construção está retratada na figura 4.30. Constata-se que:

- as alterações mais significativas dos excessos de pressão neutra verificam-se no lado escavado, correspondendo a um aumento de pressão (diminuição do valor absoluto dos excessos de pressão neutra);
- do lado suportado, as variações são menores que do lado escavado, com uma evolução contrária, isto é, as pressões diminuem durante a consolidação nomeadamente abaixo do nível da base de escavação numa zona um pouco afastada da cortina;
- ao fim de 6 meses os excessos já se dissiparam em grande parte, tanto do lado escavado como do lado suportado;
- as linhas de isovalores dos excessos de pressão neutra (coincidentes com as linhas equipotenciais) apresentam uma forma regular no fim da consolidação, coincidentes com as direcções normais em cada ponto às linhas de fluxo do escoamento permanente.

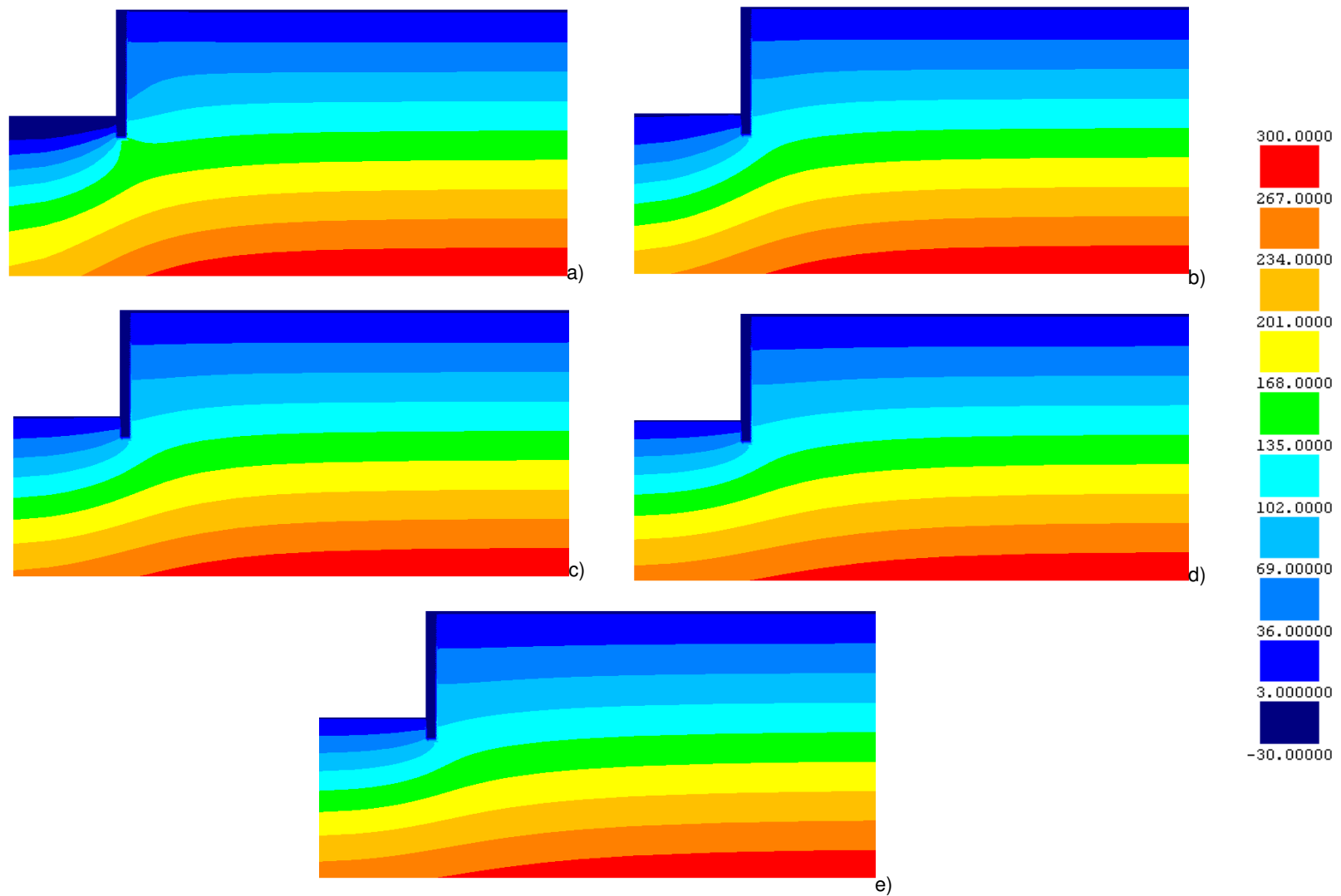


Figura 4.29 – Pressões neutras no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação; e) fim da consolidação

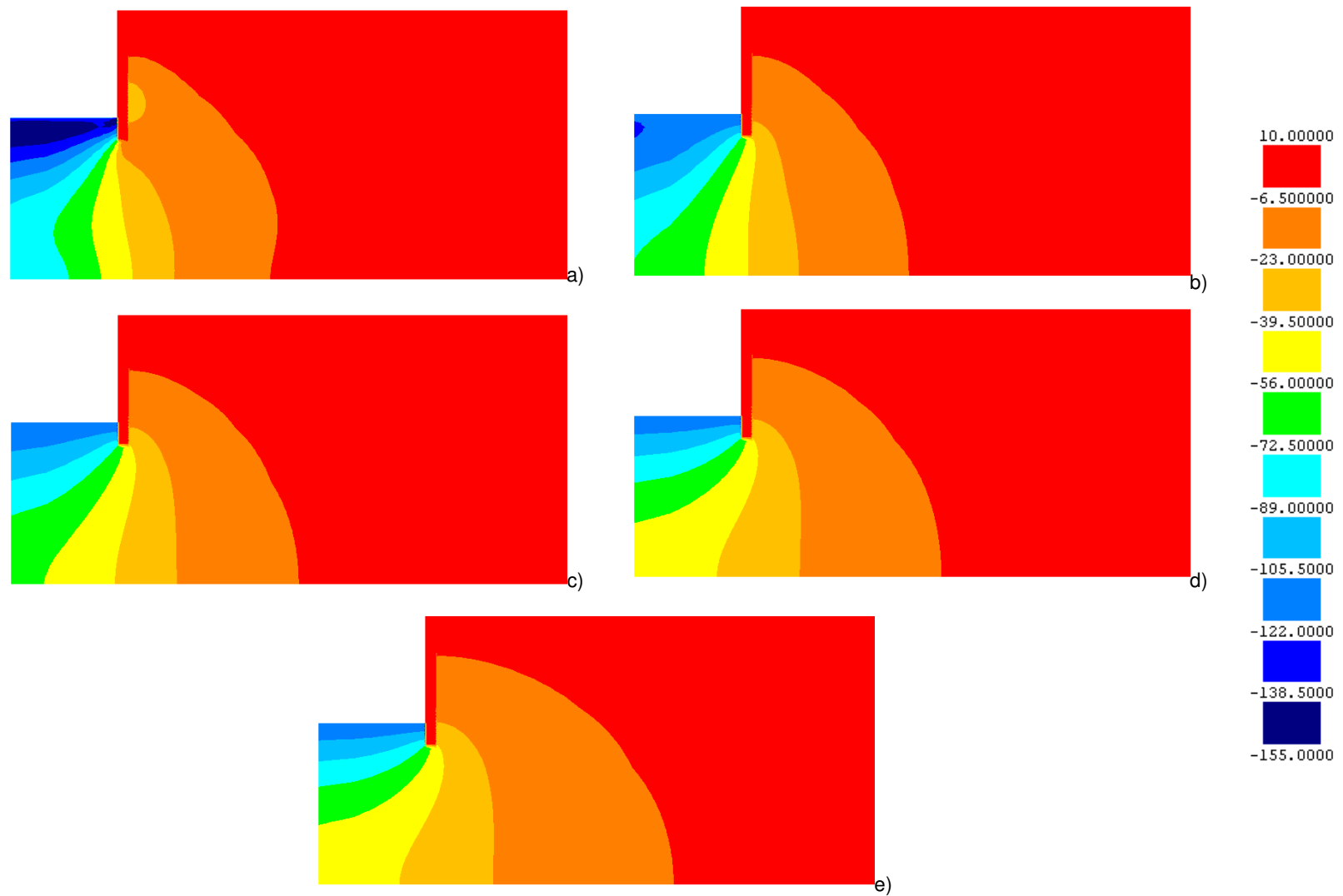


Figura 4.30 – Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação; e) fim da consolidação

Nas figuras 4.32 e 4.34 mostram-se as colorações dos incrementos, das tensões efectivas horizontais e verticais, respectivamente, complementadas com os resultados das tensões efectivas horizontais e verticais, apresentados nas figuras 4.31 e 4.33, respectivamente.

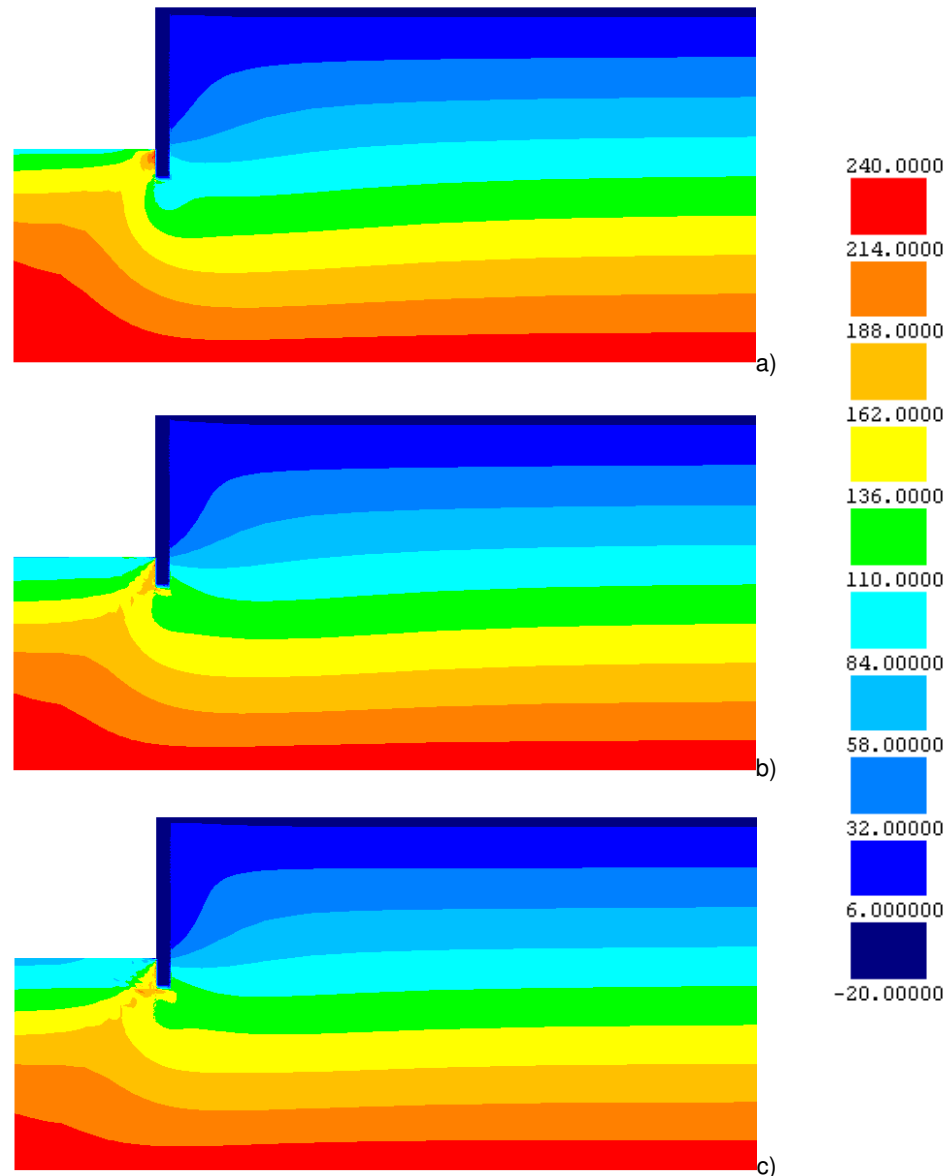


Figura 4.31 – Tensão efectiva horizontal no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 6 meses após a escavação; c) fim da consolidação

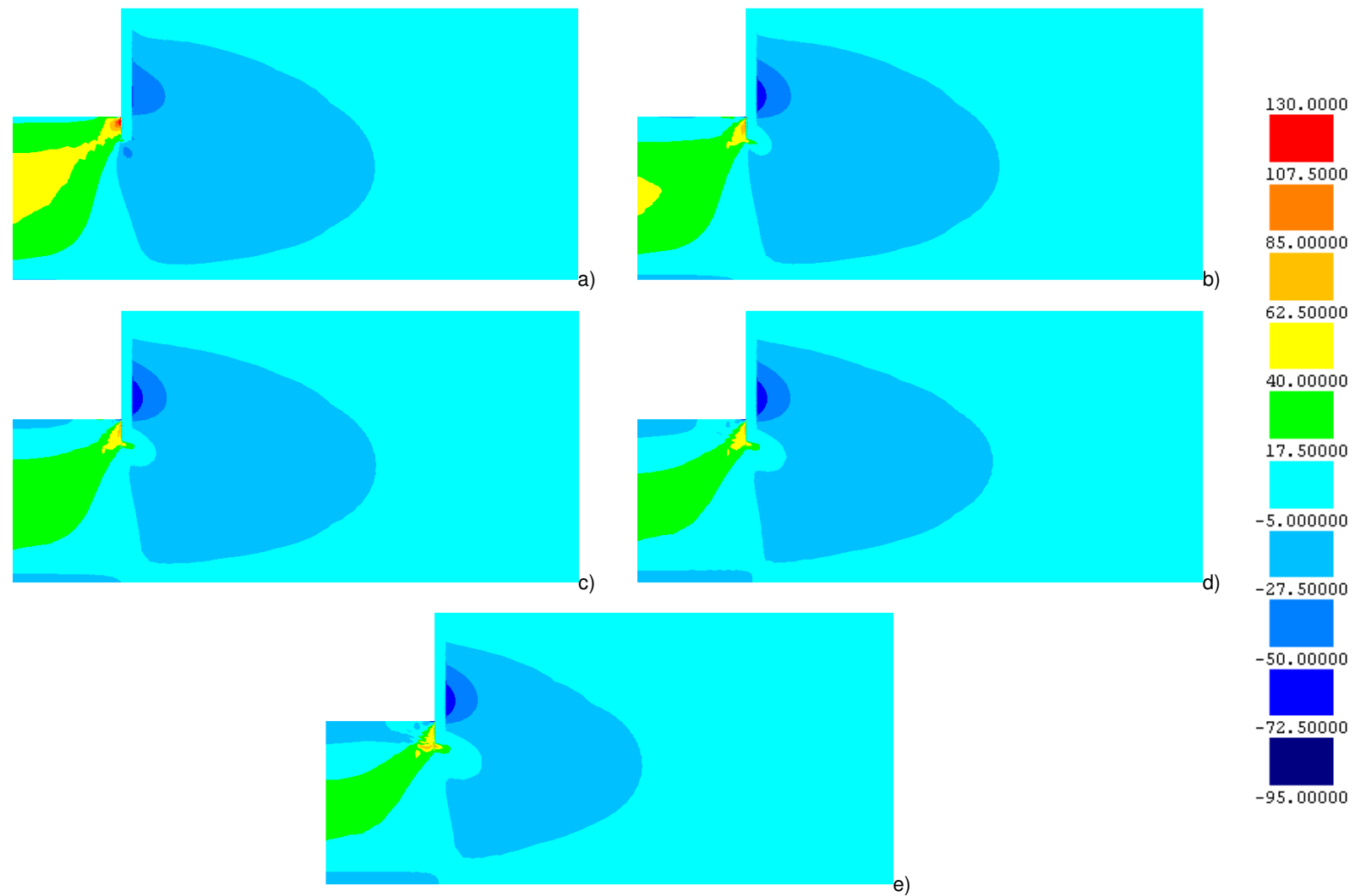


Figura 4.32 – Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação e) fim da consolidação

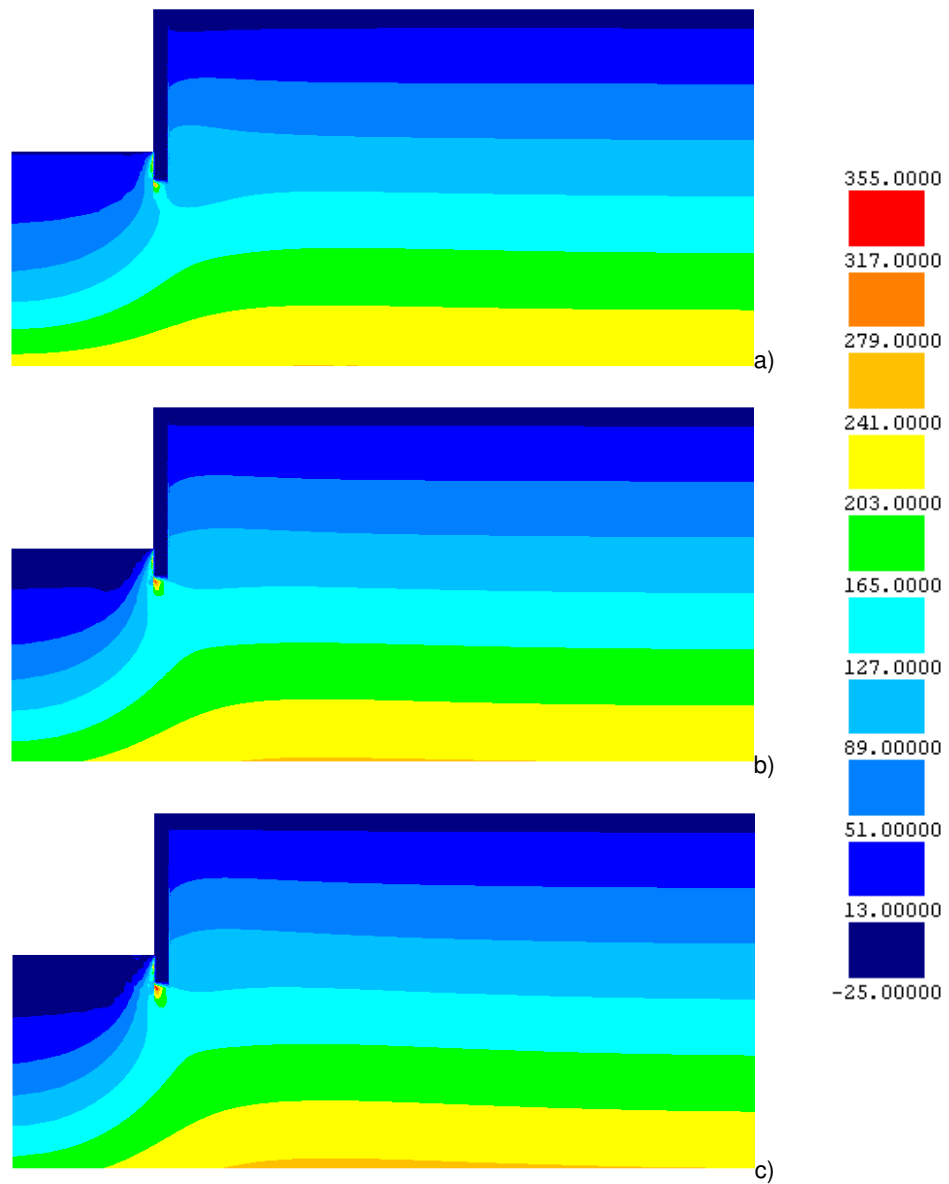


Figura 4.33 – Tensão efectiva vertical no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 6 meses após a escavação; c) fim da consolidação

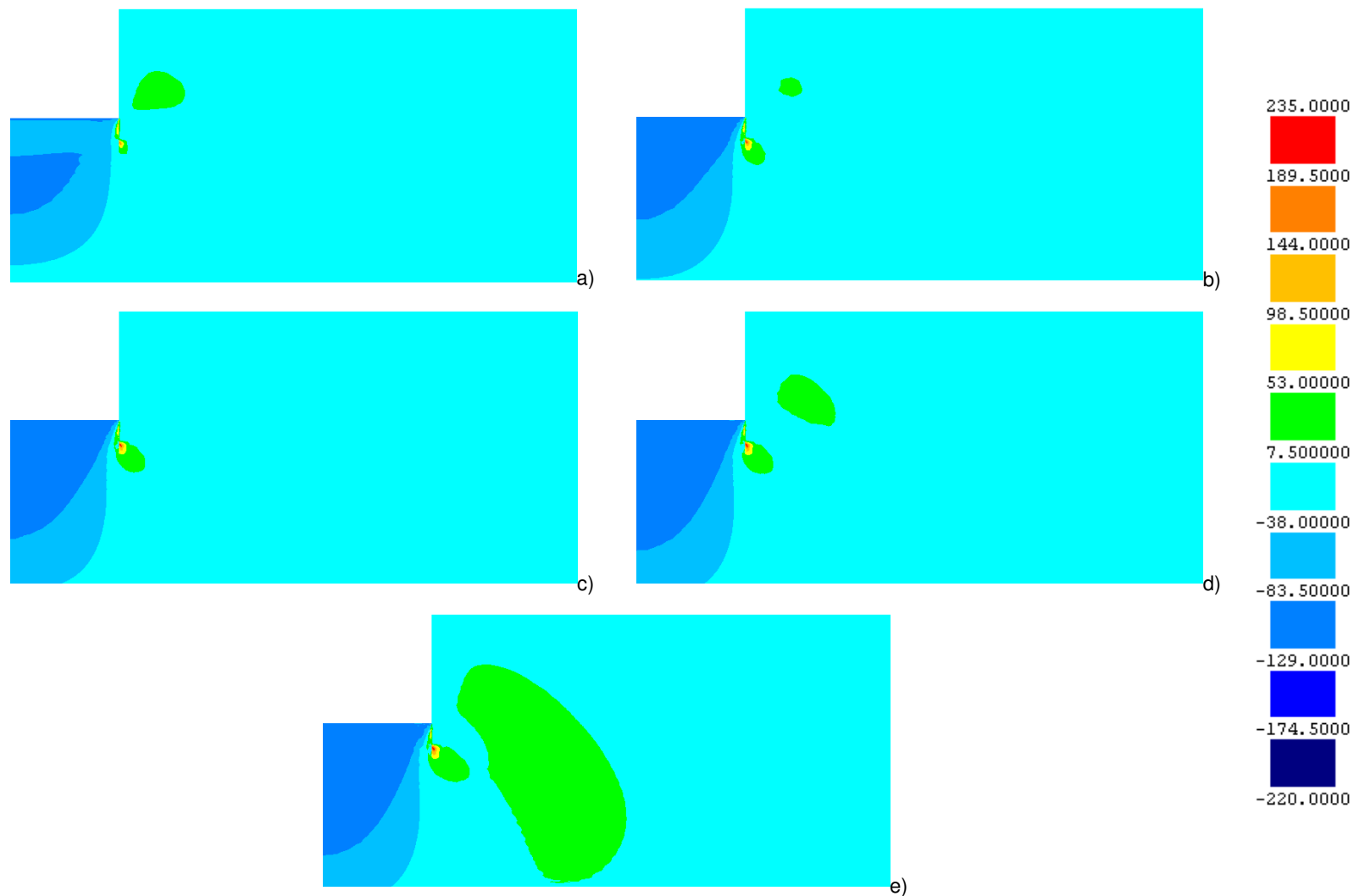


Figura 4.34 – Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação e) fim da consolidação

A observação das figuras 4.31 a 4.34 permite reter as seguintes ideias acerca da evolução dos estados de tensão efectiva, horizontal e vertical:

- no lado suportado verifica-se um aumento das tensões horizontais e verticais efectivas, principalmente abaixo do nível da base de escavação, tanto em zonas próximas da cortina como em zonas mais profundas;
- ocorre uma diminuição generalizada da tensão efectiva horizontal e vertical no solo subjacente à escavação.

As tensões de corte (τ_{xy}) em planos horizontais e verticais encontram-se representados na figura 4.35. A observação da figura permite concluir que não existe uma variação expressiva das tensões de corte após a construção. Tal constatação permite inferir que o processo de consolidação e a consequente transferência de carga da água para o esqueleto sólido se executa sem variações significativas destas tensões.

A evolução dos níveis de tensão com a consolidação está registada na figura 4.36. As transformações mais relevantes ocorrem sob a base de escavação, nas proximidades da cortina, com o aumento deste valor como consequência do decréscimo da tensão média efectiva nessa zona durante a consolidação. No lado suportado, não se registam alterações consideráveis.

Como complemento ao exposto na evolução do estado de tensão para a fase pós-construção aparece na figura 4.37 o progresso das cruzetas de tensões principais efectivas após a construção. A figura permite comprovar, como constatado anteriormente, que o processo de consolidação se faz sem variações significativas das tensões de desvio, pois não se observam rotações expressivas das direcções das cruzetas de tensão. Embora a escala de representação não o permita ver com grande nitidez, é, no entanto, possível notar na figura a redução da tensão vertical efectiva durante a consolidação do lado escavado.

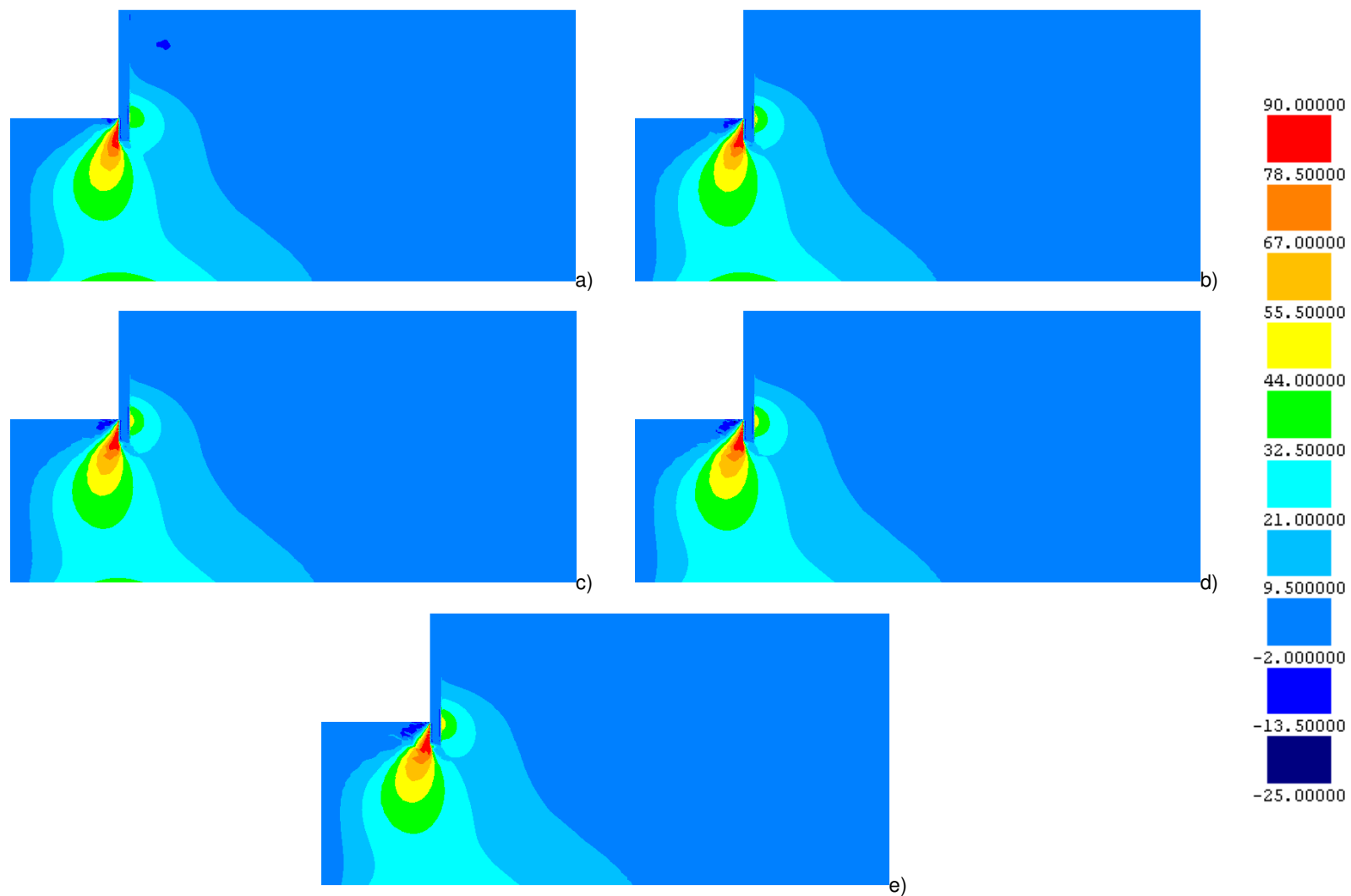


Figura 4.35 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação e) fim da consolidação

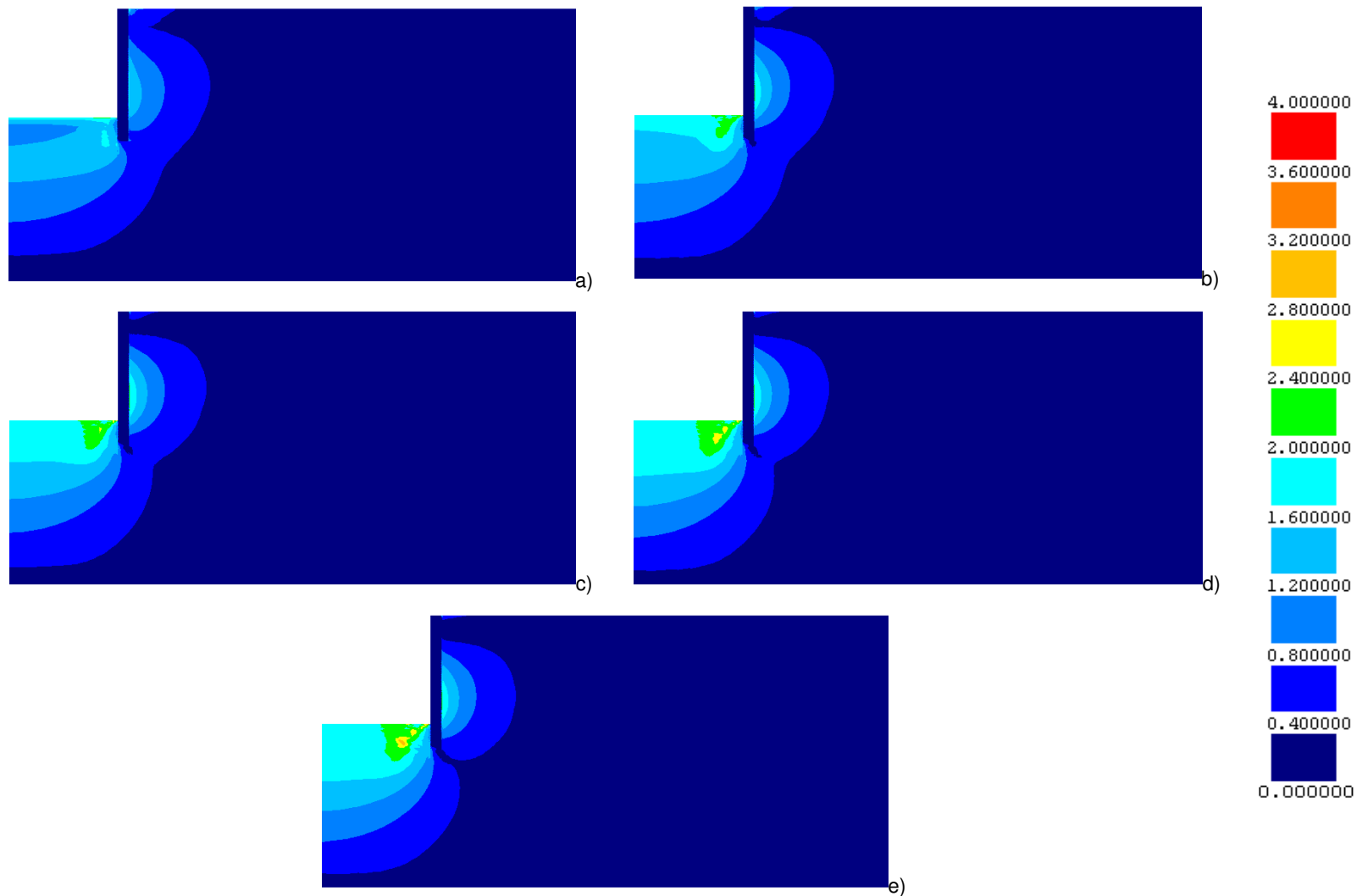
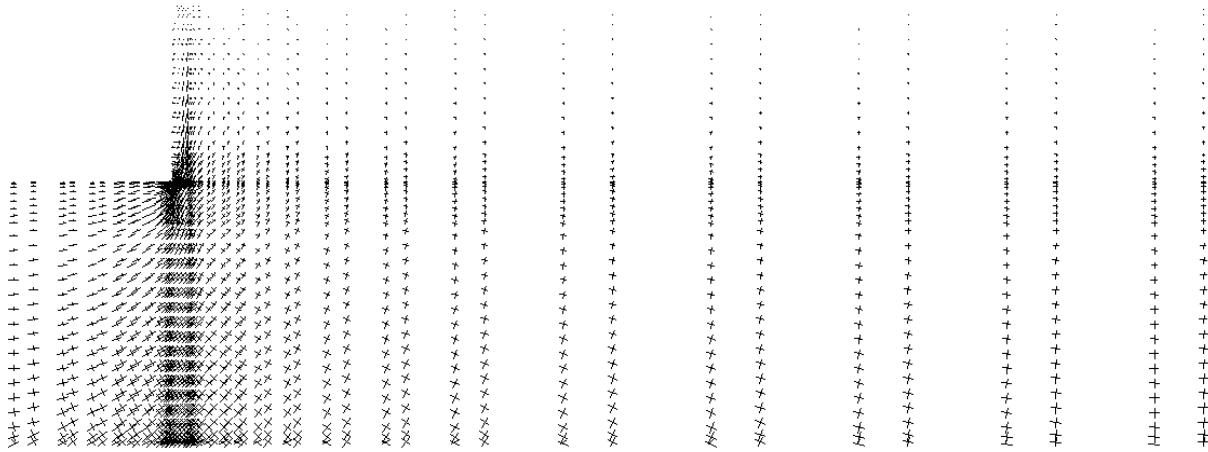
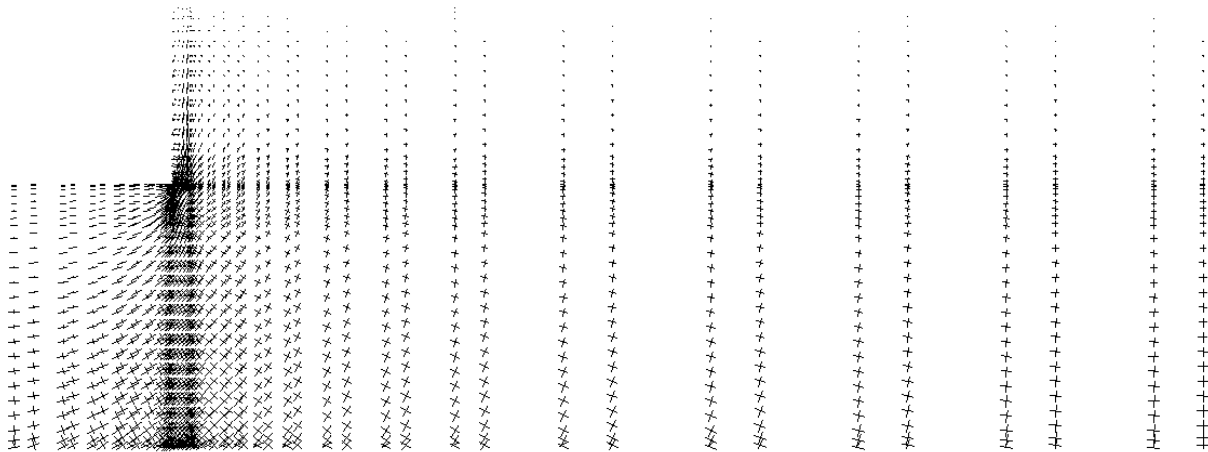


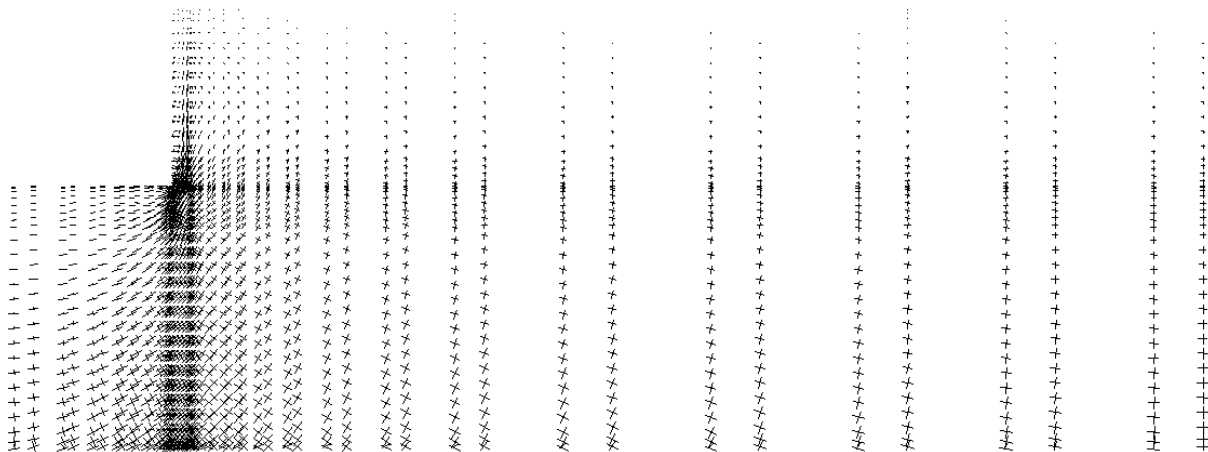
Figura 4.36 – Níveis de tensão no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 2 meses após a escavação; c) 6 meses após a escavação; d) 1,5 anos após a escavação e) fim da consolidação



a)



b)



c)

Figura 4.37 – Tensões principais efectivas no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 6 meses após a escavação; c) fim da consolidação

4.4.3.3 Pressão de terras sobre as faces da cortina

Na figura 4.38 está ilustrada a variação de pressões de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina, no final da escavação e no final da consolidação.

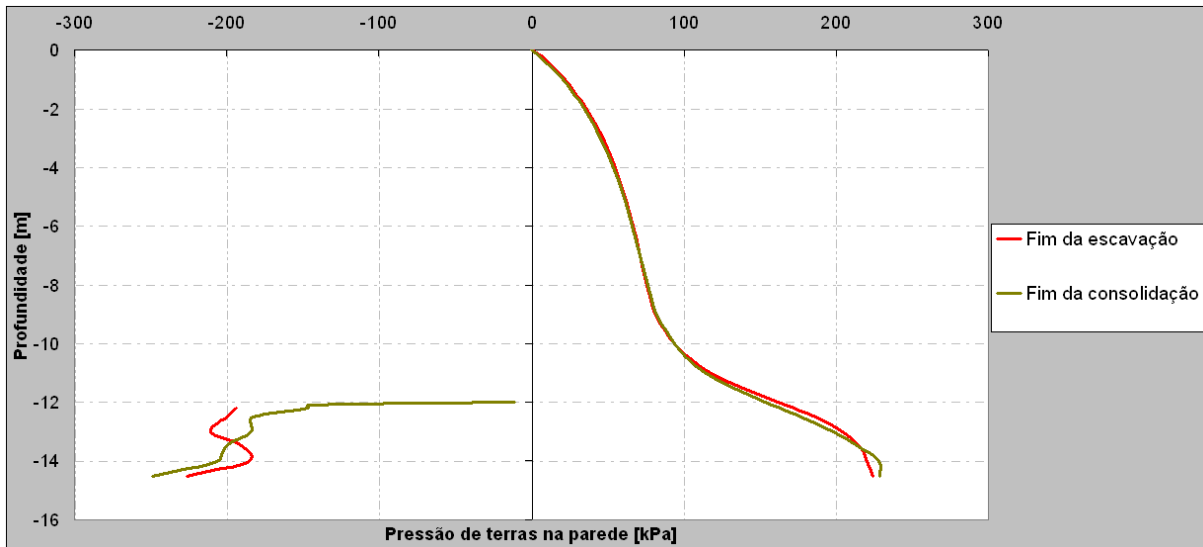


Figura 4.38 – Pressão de terras sobre as faces da cortina no fim da construção e no fim da consolidação

A análise da figura permite constatar que a maior variação ocorre do lado escavado da cortina (lado passivo), sobretudo ao nível da cota da base de escavação, com uma diminuição deste valor, correspondendo pois ao alívio de pressões (em valores absolutos) sobre a cortina na zona referida.

Do lado suportado verifica-se uma proximidade dos valores para as duas fases em imagem, o que permite deprender que o processo de consolidação não influencia as tensões horizontais totais, o que está relacionado com o facto de não existirem acções exteriores aplicadas ao maciço no período pós-construção, existindo apenas transferência de carga da água para o esqueleto sólido (variações de pressão da água e de tensões efectivas), como analisado anteriormente.

4.4.3.4. Deslocamentos

Na figura 4.39 são apresentadas as configurações das deformadas, ampliadas de um factor de 10, durante o processo de consolidação.

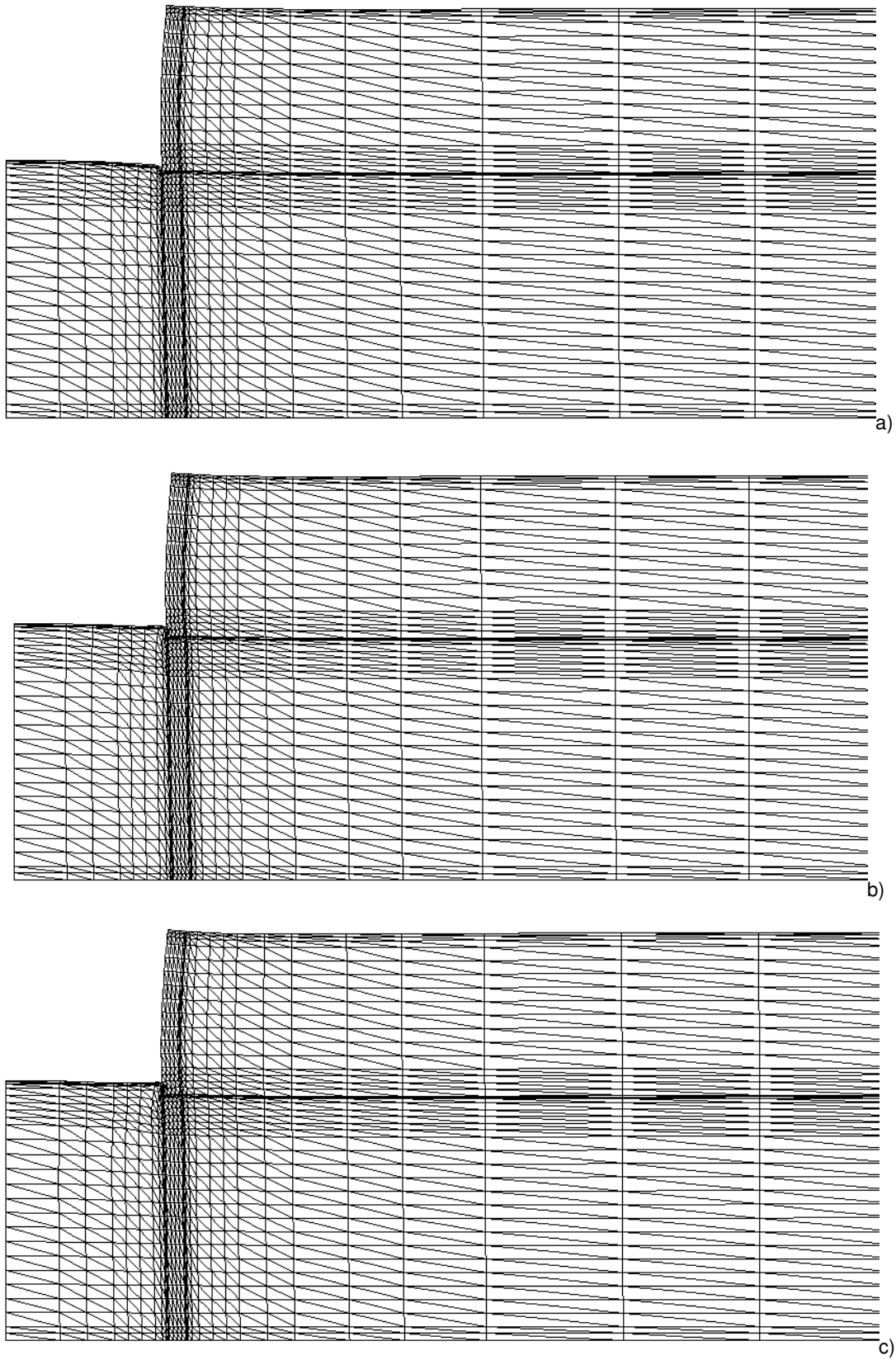


Figura 4.39 – Configuração das deformadas no decurso da consolidação: a) fim da escavação; b) 6 meses após a escavação; c) fim da consolidação

Na exposição que de seguida se inclui, procura-se quantificar e entender de forma mais precisa o que se passa na cortina, no fundo da escavação e à superfície do maciço suportado durante o processo de consolidação pela confrontação dos resultados obtidos no fim da escavação e da consolidação.

Na figura 4.40 está a configuração dos deslocamentos laterais da cortina. Estes resultados permitem concluir que o deslocamento máximo aumenta ligeiramente com o processo de consolidação, face à diminuição de pressões sobre a cortina do lado escavado. No entanto, no topo da cortina e abaixo da base de escavação observa-se uma diminuição deste mesmo deslocamento. Esta diminuição, na parte inferior da cortina, está directamente relacionada com o aumento de volume, durante a consolidação, do solo do lado escavado (diminuição das tensões horizontais e verticais efectivas, como se viu anteriormente).

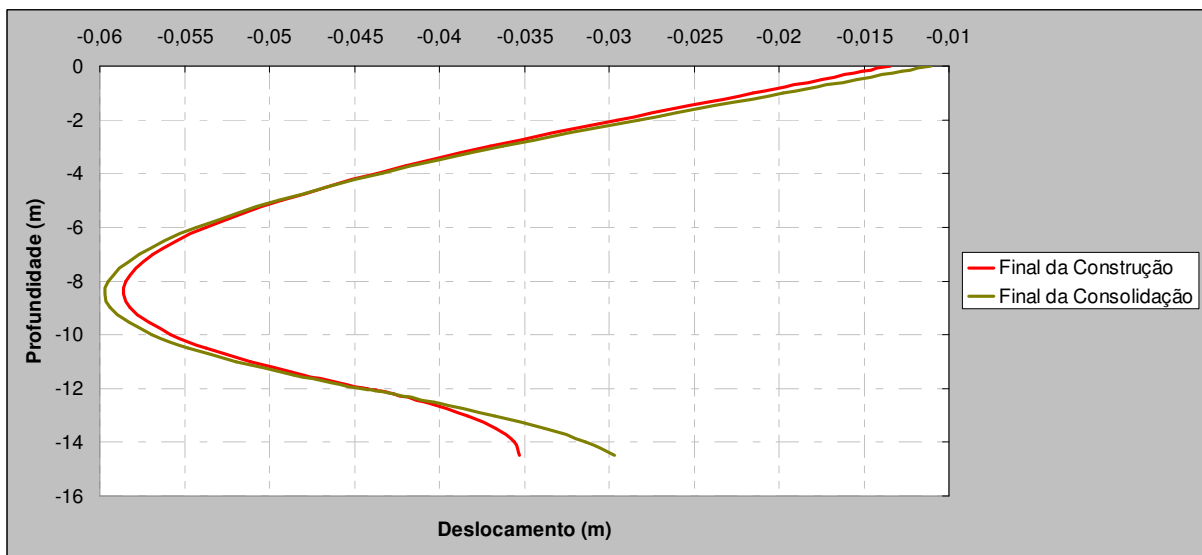


Figura 4.40 – Deslocamentos laterais da cortina no fim da construção e no fim da consolidação

Nas figuras 4.41 e 4.42 apresentam-se, respectivamente, os deslocamentos horizontais e assentamentos da superfície do maciço suportado, nos dois períodos em análise. Em geral, verifica-se um aumento de ambos os deslocamentos com o processo de consolidação, sendo que o deslocamento horizontal máximo aumenta cerca de 3 mm e o assentamento aumenta, aproximadamente, para o dobro. O deslocamento horizontal durante a consolidação está relacionado com o movimento lateral da cortina. O aumento dos assentamentos deve-se essencialmente ao estabelecimento de um regime de escoamento permanente da água com sentido descendente no lado suportado (e ascendente do lado escavado) o que leva ao aumento das tensões efectivas (figuras 4.31 a 4.34) determinando os assentamentos à superfície.

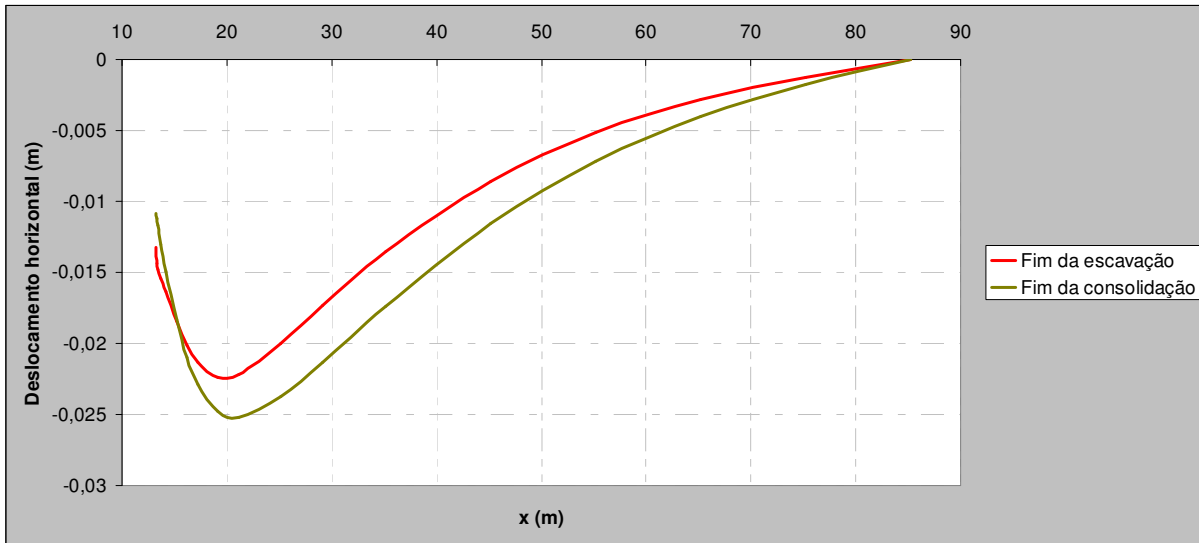


Figura 4.41 – Deslocamentos horizontais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação

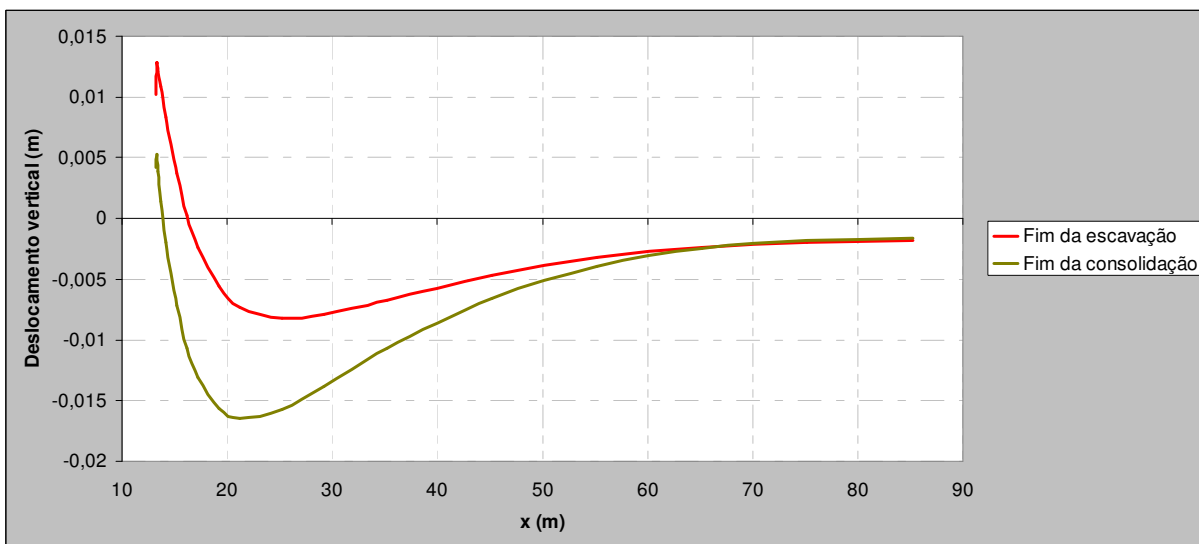


Figura 4.42 – Deslocamentos verticais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação

No que respeita ao levantamento do fundo da escavação (figura 4.43), como esperado, ocorre um empolamento generalizado devido ao processo de dissipação dos excessos de pressão neutra negativos e diminuição das tensões efectivas abaixo da base de escavação, determinando um aumento do volume do solo.

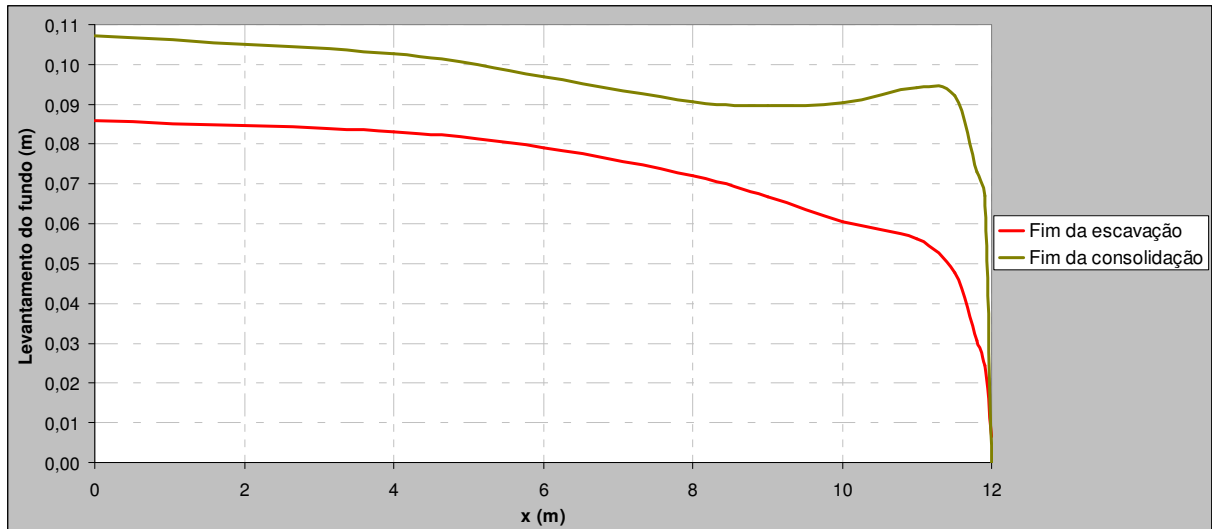


Figura 4.43 – Levantamento do fundo de escavação no fim da construção e no fim da consolidação

Nas figuras 4.44 a 4.46 estão representadas as evoluções temporais de diversos tipos de deslocamentos que dependem de parâmetros como a permeabilidade do maciço e condições fronteira entre outras.

No que respeita ao deslocamento horizontal máximo da superfície do lado suportado (figura 4.44), a maior variação dá-se no período entre o fim da escavação e, aproximadamente, os primeiros 6 meses, altura em que o deslocamento é 9% superior ao valor da fase final de escavação. Cerca de 2500 dias após o fim da construção atinge-se o deslocamento máximo horizontal, 14% maior que no fim da escavação, mantendo-se estável até ao fim da consolidação.

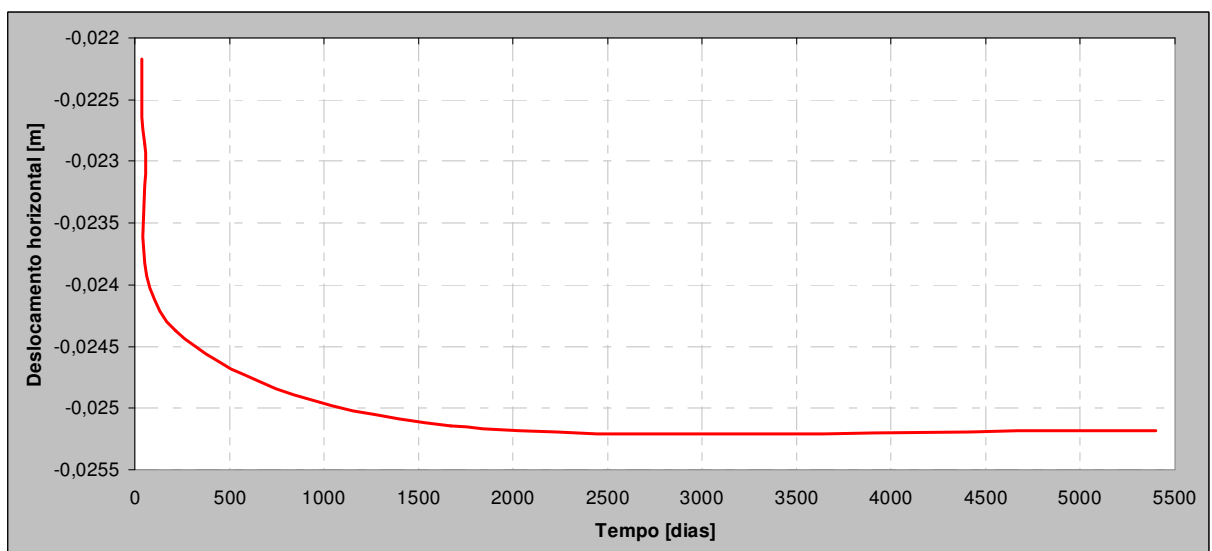


Figura 4.44 – Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno do lado suportado

O assentamento máximo (figura 4.45) apresenta um crescimento contínuo ao longo do tempo e a sua variação é maior do que a verificada para o deslocamento horizontal máximo.

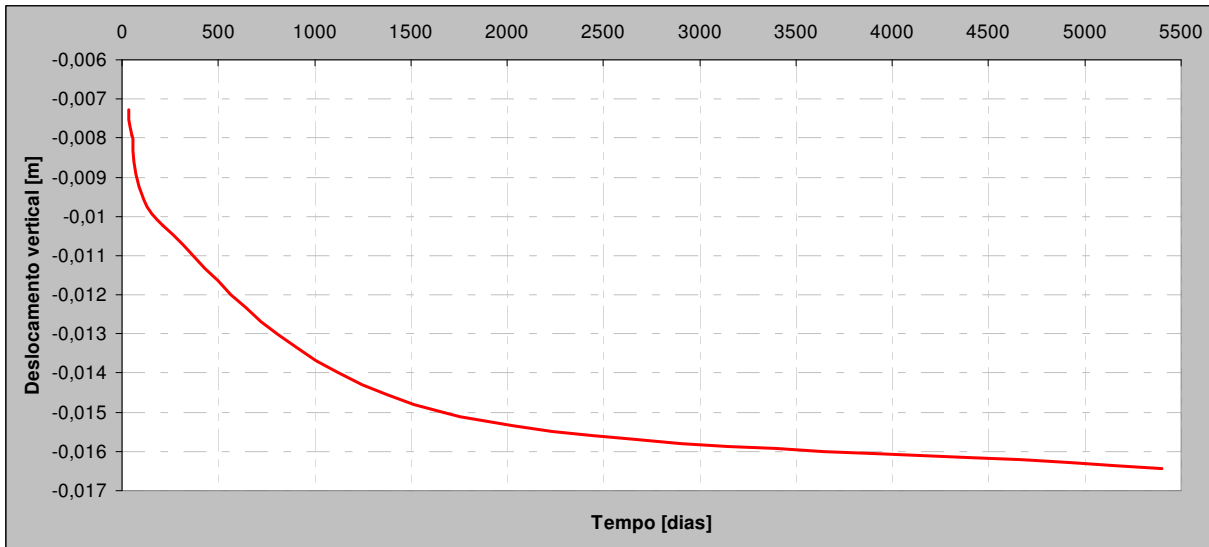


Figura 4.45 – Evolução temporal do assentamento máximo da superfície do terreno do lado suportado

Na evolução do levantamento de fundo máximo (figura 4.46) ocorre uma variação bastante acentuada nos primeiros 6 meses nos quais se verifica um acréscimo de 16,5%. A partir dos 1500 dias denota-se uma tendência estabilizadora até ao fim da consolidação, na qual se verifica um valor cerca de 25% superior ao obtido para o fim da escavação.

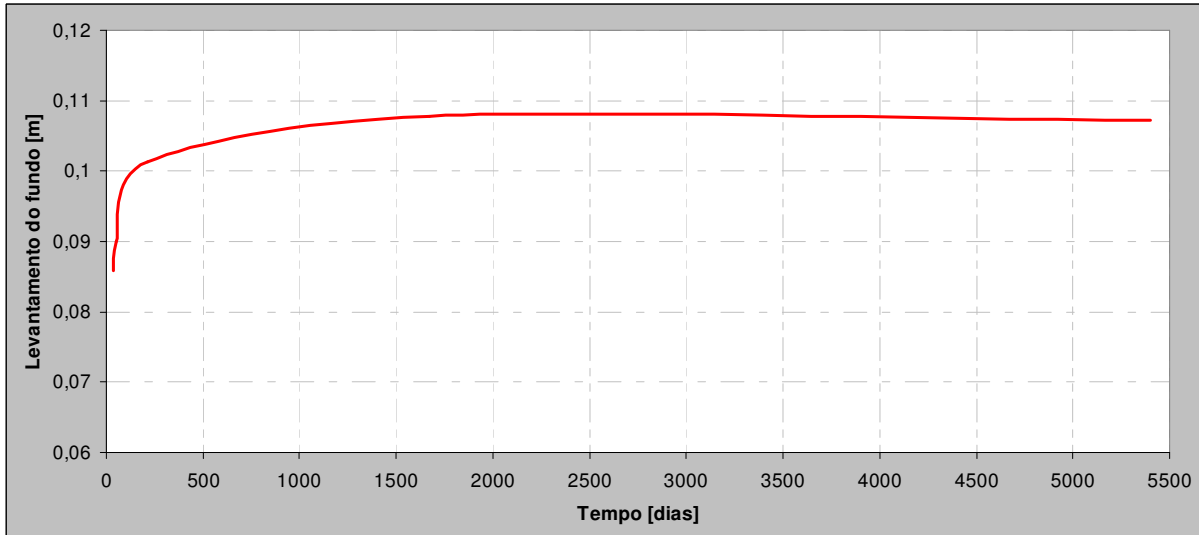


Figura 4.46 – Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação

4.4.3.5. Momentos flectores na cortina

Os esforços de flexão na cortina, no final da construção e no fim da consolidação estão representados na figura 4.47.

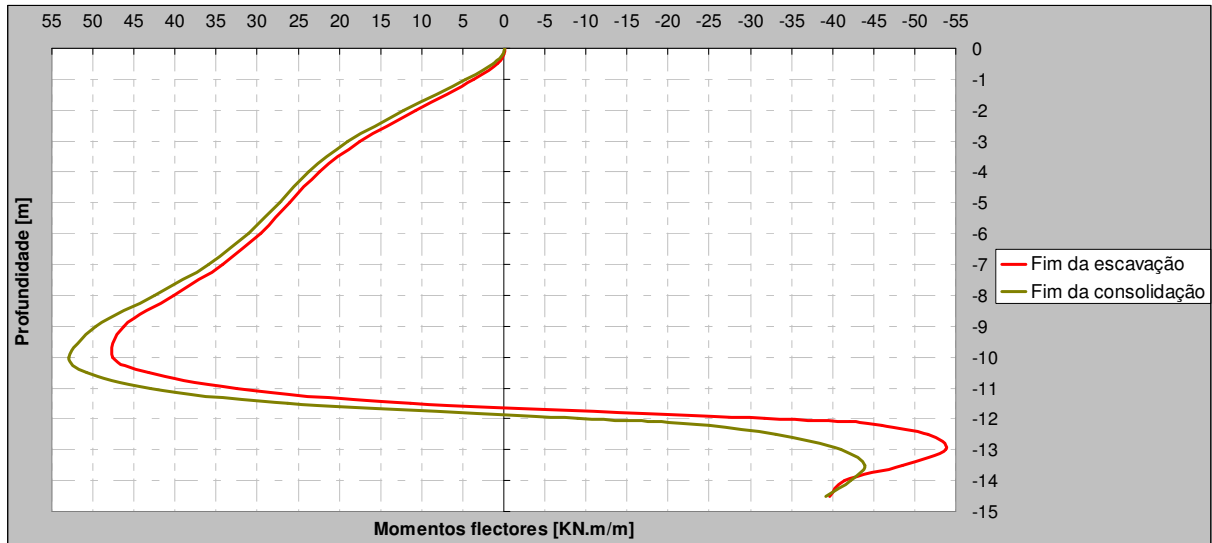


Figura 4.47 – Diagramas de momentos flectores na cortina no final da construção e no final da consolidação

Com o fim da consolidação constata-se que os momentos positivos sofrem um agravamento enquanto que o máximo momento flector negativo decresce. Note-se que o momento flector anula-se aproximadamente ao nível da base de escavação, existindo, como já foi visto, um efeito de encastramento abaixo desse nível o qual se atenua pois com a consolidação; este facto está relacionado com a diminuição das pressões de terra sobre a face da cortina do lado escavado, como se viu anteriormente. Por sua vez, como não há variação significativa das pressões de terras do lado suportado, o momento máximo negativo aumenta.

Complementarmente, mostram-se na figura 4.48 os resultados das tensões totais verticais instaladas na parede.

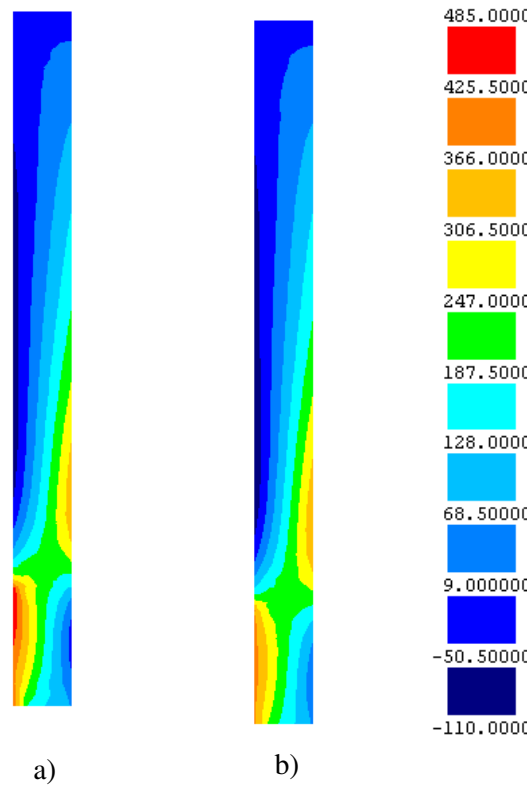


Figura 4.48 – Tensões totais verticais na parede: a) fim da escavação; b) fim da consolidação

4.4.3.6. Compressão na secção vertical da parede

Na figura 4.49 representam-se, para as fases de fim de escavação e fim de consolidação, as compressões na secção vertical da parede (compressão “de arco” na direcção circunferencial) nos pontos médios da parede.

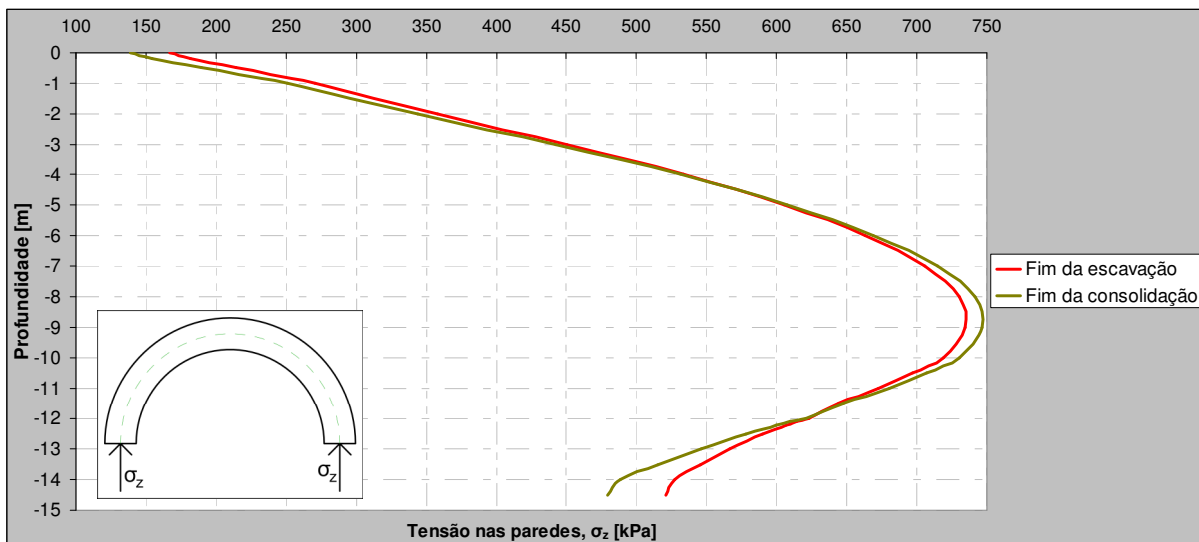


Figura 4.49 – Compressão na secção vertical da parede, σ_z

Mais uma vez, constata-se que as zonas de compressões máximas coincidem com as de deslocamentos mais elevados (figura 4.40). Verifica-se ainda que o valor máximo da compressão sofre um ligeiro aumento até aos 746,24 kPa. No topo da cortina e abaixo da base de escavação ocorre um alívio da tensão.

ANÁLISES PARAMÉTRICAS

5.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior, recorrendo ao programa de elementos finitos RECRIB (Borges, 1995), analisou-se o comportamento imediato e diferido no tempo de uma escavação cilíndrica sustentada por uma parede autoportante de jet-grouting, em maciços argilosos sobreconsolidados. Os resultados expostos permitiram apoiar a discussão dos aspectos fundamentais do comportamento mecânico deste tipo de obras.

Pretende-se, agora, apresentar resultados, apreciações e conclusões referentes a estudos efectuados com a intenção de avaliar a resposta do sistema estrutura de suporte-macizo adjacente em relação a alguns parâmetros considerados mais importantes, estudando os efeitos, a curto e a longo prazo, dos estados de tensão e deslocamentos do macizo e da parede de contenção.

Deste modo, os parâmetros objecto de análise são:

- Diâmetro da escavação;
- Espessura da parede;
- Altura enterrada da cortina;
- Deformabilidade do jet-grouting.

No quadro 5.1 apresenta-se uma síntese dos cálculos efectuados nos estudos paramétricos.

Neste capítulo, são apresentados os resultados julgados relevantes, não expondo, no entanto, os aspectos de forma tão pormenorizada como no capítulo anterior. As conclusões aqui referidas devem ser enquadradas nas condições específicas do problema estudado.

Quadro 5.1 – Síntese dos cálculos efectuados nos estudos paramétricos

| Caso de estudo | Variantes |
|--|-----------------------|
| | D=24 (Problema base) |
| Diâmetro da escavação, D (m) | D=20 |
| | D=16 |
| | D=12 |
| | e=1,2 (Problema base) |
| Espessura da parede, e (m) | e=1,4 |
| | e=1,6 |
| | e=1,8 |
| | h=2,5 (Problema base) |
| Altura enterrada da cortina, h (m) | h=4,0 |
| | h=5,5 |
| | E=150 (Problema base) |
| Deformabilidade do jet-grouting, E (MPa) | E=500 |
| | E=1500 |
| | E=7500 |
| | E=18000 |

5.2. INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DA ESCAVAÇÃO

5.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O diâmetro da escavação é um dos parâmetros que pode ter grande influência no processo de deformação do solo. Com efeito, sendo maior o diâmetro da escavação, o volume de solo afectado pela alteração do estado de tensão inicial é maior, traduzindo-se por diferenças na deformação do maciço que se fazem notar sobre os deslocamentos laterais da parede, os movimentos da superfície do maciço suportado e o levantamento do fundo de escavação (Bose e Som, 1998; Cardoso, 2004; Aun e Gonçalves, 2004; Costa 2005).

No problema base foi considerado um diâmetro de escavação de 24m. De modo a avaliar a influência deste parâmetro no comportamento da obra efectuaram-se análises numéricas de escavações com os seguintes diâmetros: 20m, 16m e 12m. Os diâmetros escolhidos são menores que o do problema base já que, como foi visto anteriormente, existem tracções no jet-grouting com algum significado, embora com valores inferiores aos normalmente reportados na bibliografia para a resistência à tracção deste material.

As restantes propriedades, quer geométricas, quer materiais foram consideradas iguais às adoptadas para o estudo base.

5.2.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

5.2.2.1. Excessos de pressão neutra

Na figura 5.1 apresenta-se a distribuição dos excessos de pressão neutra instalados no maciço, representados através de mapas de isovalores, no final da escavação.

A figura mostra que o diâmetro de escavação tem uma influência muito significativa na grandeza dos excessos de pressão neutra negativos gerados no maciço do lado escavado. A interação maciço-cortina durante o processo de escavação tende a diminuir a geração dos excessos de pressão neutra negativos (devido ao efeito de contenção da parede), sendo este efeito tanto mais expressivo quanto menor for o diâmetro da escavação. Estas diferenças de resultados dos excessos de pressão neutra nos diferentes cálculos e as variações de volume de solo solicitado abaixo da escavação, têm grande influência no comportamento diferido no tempo da estrutura (principalmente nos deslocamentos), como se verá adiante.

5.2.2.2. Níveis de tensão

Mostram-se nas figuras 5.2 e 5.3 as colorações dos níveis de tensão para os diâmetros em análise, no final da construção e no final da consolidação, respectivamente.

No final da construção, verifica-se essencialmente que, à medida que aumenta o diâmetro de escavação, aumenta a área do solo em que existe crescimento do nível de tensão durante a construção, quer do lado suportado, quer do lado escavado (para maiores profundidades). Este facto deve-se, naturalmente, ao menor efeito de contenção da parede para diâmetros de escavação maiores.

A longo prazo verifica-se sobretudo um aumento do nível de tensão no interior do maciço escavado, em todos os cálculos, para profundidades correspondentes à parte enterrada da parede. Este aumento é mais significativo nas zonas do maciço mais próximas da parede, estendendo-se para maiores distâncias desta nos casos das escavações com menores diâmetros. Este facto terá repercussão nos deslocamentos, como se circunstanciará à frente; no caso das escavações com menor diâmetro, a existência de menor volume de solo do lado escavado, que suporta a cortina e que tem menor capacidade de redistribuição de esforços durante o processo de consolidação, tende a aumentar os níveis de tensão, como se referiu.

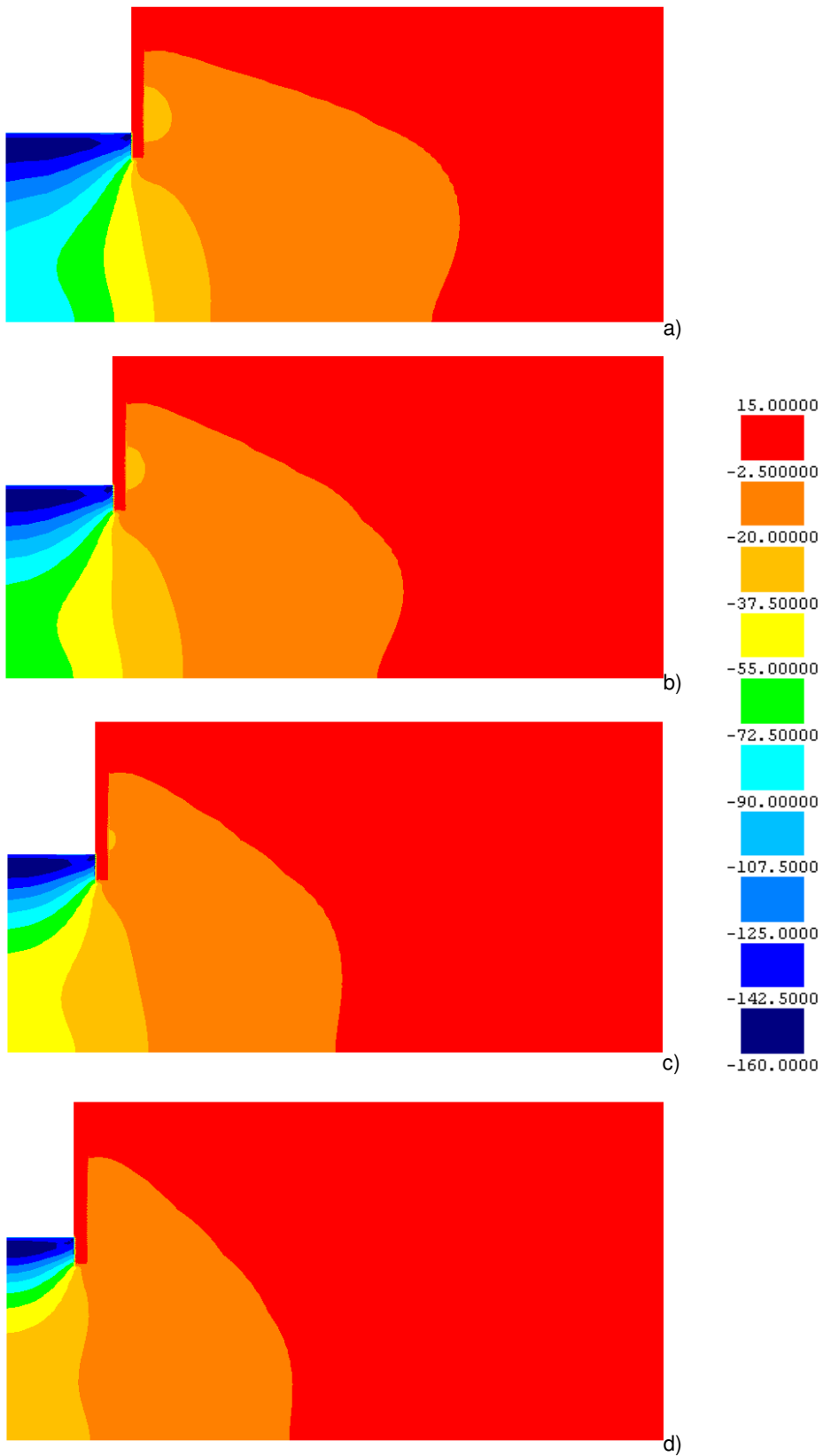


Figura 5.1 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) D=24m; b) D=20m; c) D=16m; d) D=12m

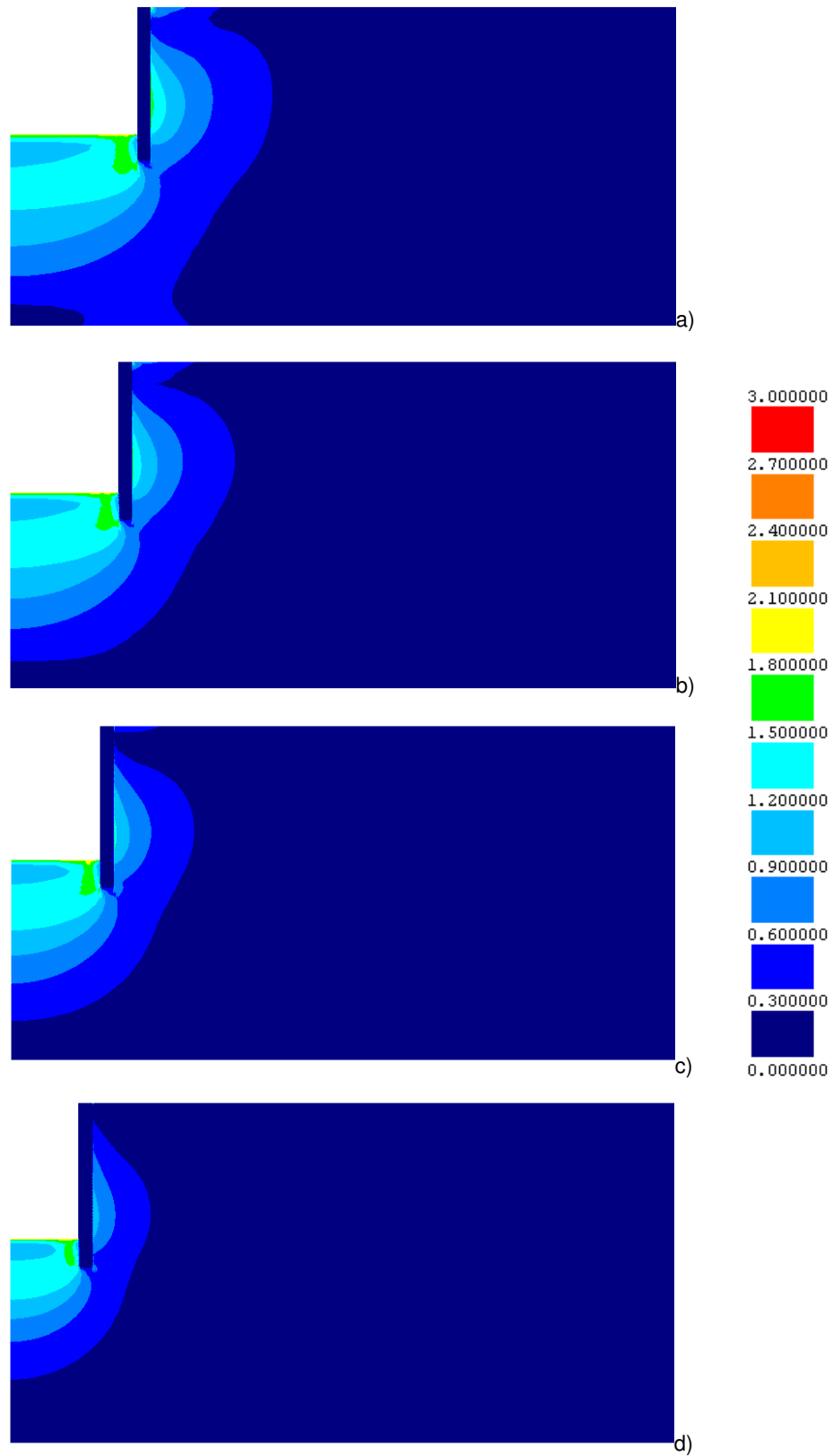


Figura 5.2 – Níveis de tensão no final da escavação: a) D=24m; b) D=20m; c) D=16m; d) D=12m

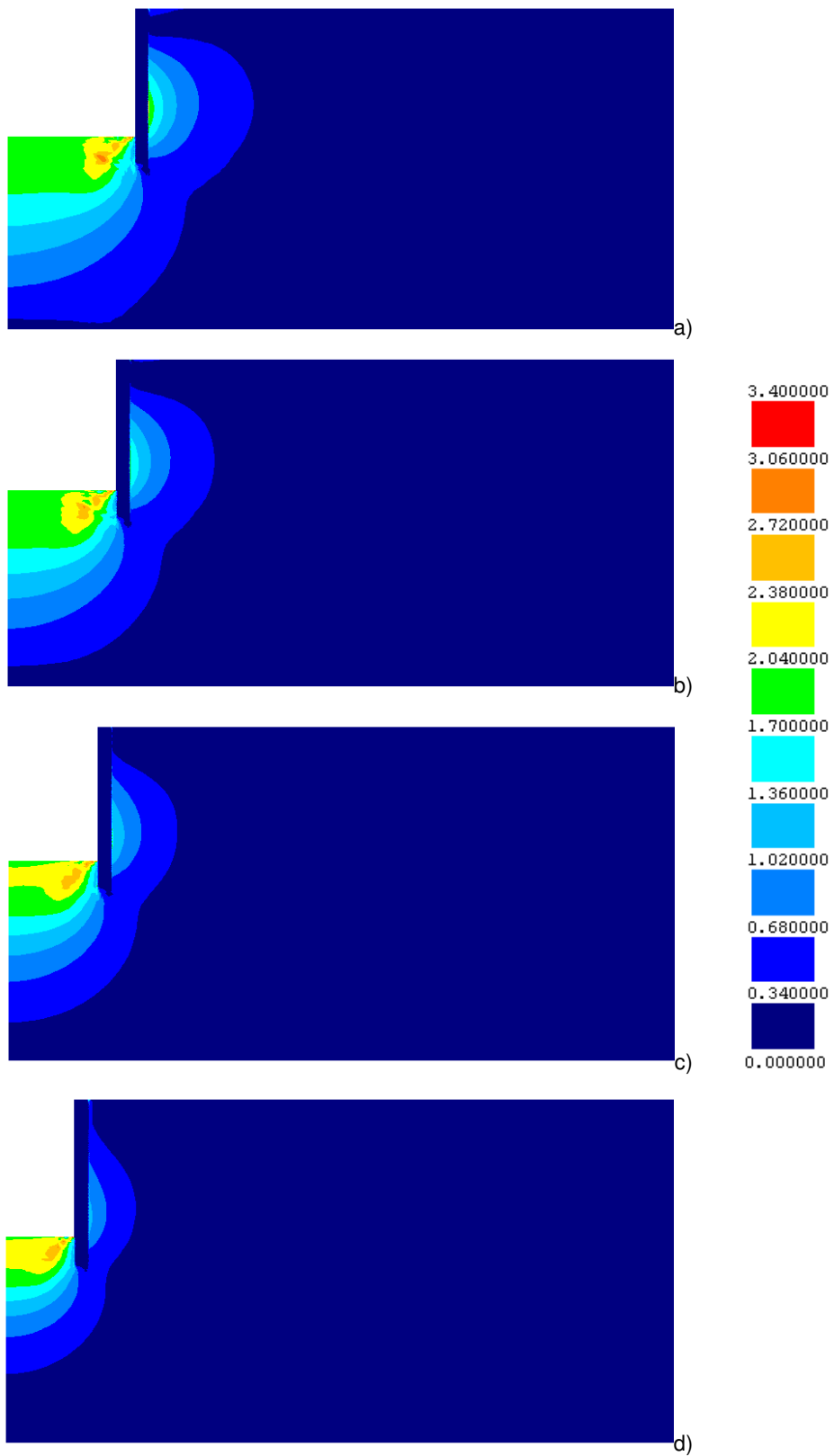


Figura 5.3 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) D=24m; b) D=20m; c) D=16m; d) D=12m

5.2.2.3. Pressão de terras sobre as faces da cortina

Na figura 5.4 comparam-se os valores das pressões de terra nas duas faces da cortina para os quatro casos em estudo.

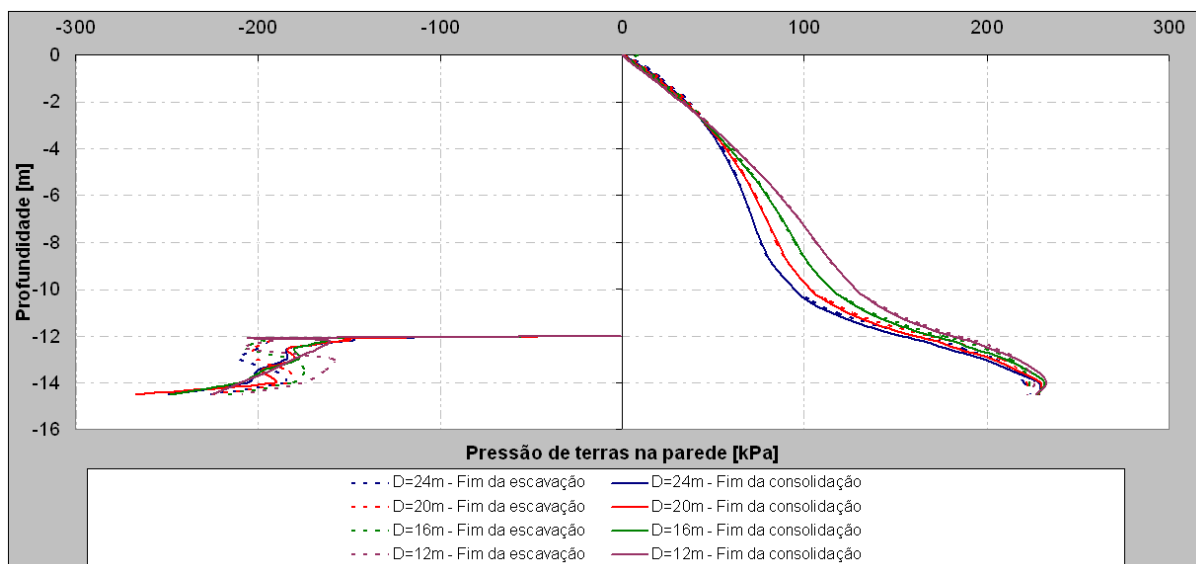


Figura 5.4 – Influência do diâmetro da escavação na pressão de terras sobre as faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação

A análise da figura permite constatar que, do lado suportado, até aos 4 m de profundidade, não há uma variação significativa deste parâmetro. A partir desta profundidade as pressões de terra na parede aumentam à medida que o diâmetro diminui. Estas diferenças de pressão sobre a parede do lado suportado são justificadas pela diferente magnitude do efeito de arco no solo nos diferentes cálculos. Este efeito, que se traduz pela diminuição das pressões sobre a parede (como se viu no capítulo anterior), é mais significativo para escavações com maior diâmetro, como seria de esperar, uma vez que são estas que apresentam maiores deslocamentos (o funcionamento em arco da parede na direcção circunferencial é, obviamente, menos bem conseguido para maiores diâmetros de escavação). Verifica-se, também, que as pressões de terras na parede na fase final da consolidação são, praticamente, coincidentes com as pressões no fim da escavação. Do lado escavado, na fase final da escavação, as pressões são maiores para um diâmetro maior, tendendo, no entanto, para uma amenização desta diferença com o processo de consolidação.

5.2.2.4. Momentos flectores na cortina

A figura 5.5 permite analisar os momentos flectores instalados na cortina e a respectiva variação com a modificação do diâmetro da escavação.

A análise desta figura permite constatar comportamentos que vão de encontro ao que foi exposto no estudo do problema base. O momento flector anula-se, em todas as situações, a uma profundidade próxima da base de escavação.

Os valores máximos do momento flector negativo e positivo ocorrem para a situação do problema base, sucedendo uma diminuição, em valor absoluto, com a redução do diâmetro. Para $D=12$ m, o

valor máximo do momento flector negativo é, aproximadamente, -46 kN.m/m ao qual corresponde uma tensão vertical máxima de 408,12 kPa e mínima de 27,98 kPa; o valor máximo do momento flector positivo assume um valor aproximado de 32 kN.m/m, correspondendo uma tensão vertical máxima de 258,24 kPa e mínima de -8,33 kPa.

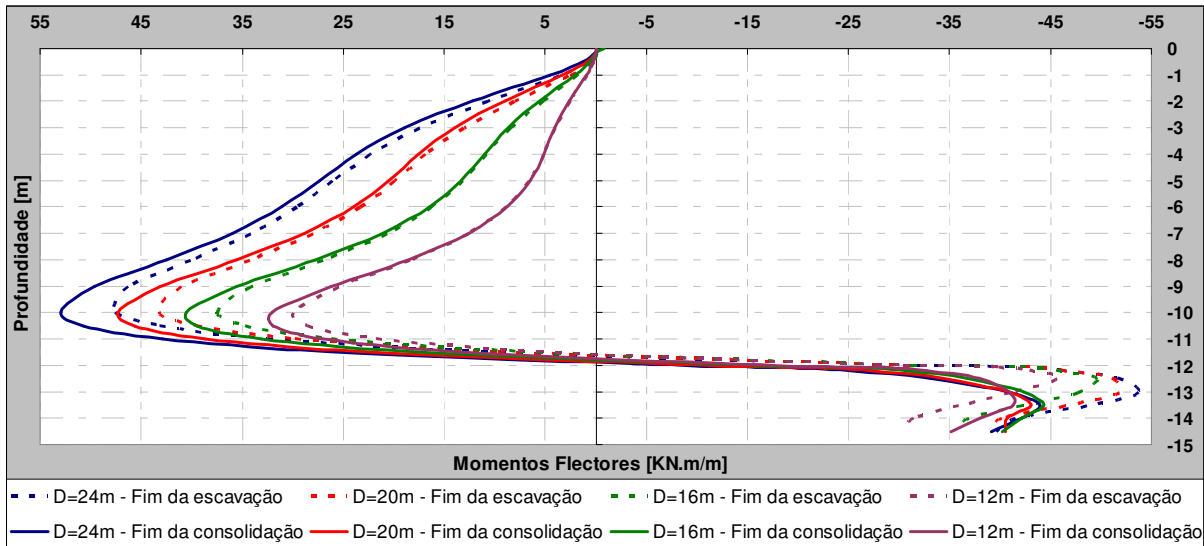


Figura 5.5 – Influência do diâmetro da escavação sobre o diagrama de momentos flectores no final da escavação e no final da consolidação

5.2.2.5. Compressão na secção vertical da parede

Na figura 5.6 representam-se as compressões na secção vertical da parede (compressão “de arco” na direcção circunferencial) nos pontos médios da parede.

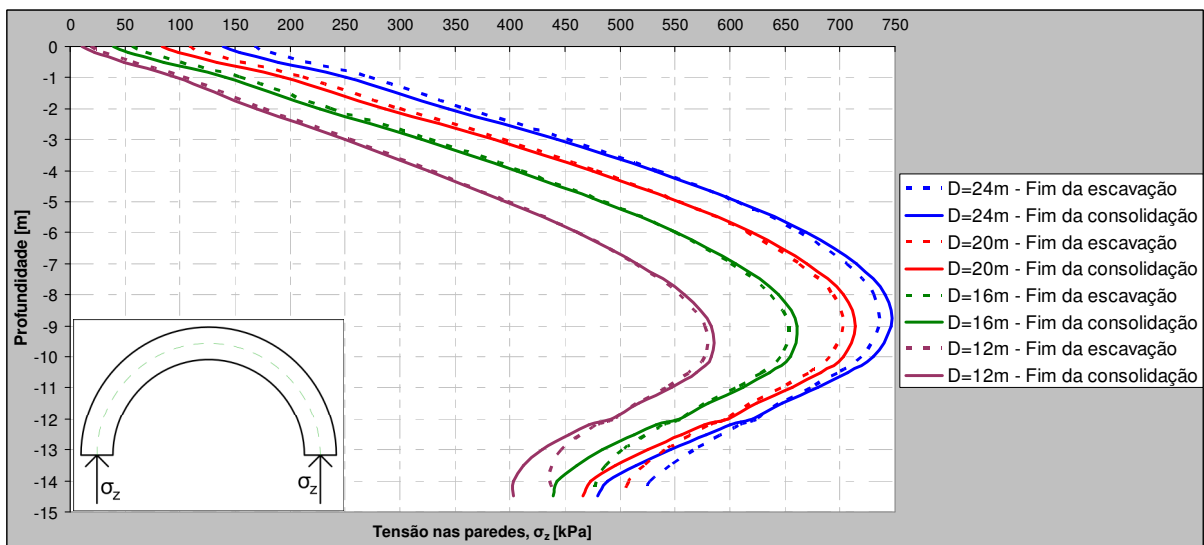


Figura 5.6 – Influência do diâmetro da escavação na compressão da secção vertical da parede, σ_z no final da escavação e no final da consolidação

A figura demonstra que existe uma diminuição generalizada da tensão de compressão na secção vertical (compressão de arco na direcção circunferencial) à medida que o diâmetro da escavação diminui facto que se deve, naturalmente, à diminuição do raio da escavação, como se pode deduzir da aplicação da “fórmula dos tubos” (expressão 4.3). O valor máximo corresponde, em todas as situações, a uma profundidade de 9 m, estimado em 746 kPa, 714 kPa, 661 kPa e 582 kPa, para um diâmetro de 24 m, 20 m, 16 m e 12 m, respectivamente.

De modo a averiguar qual a importância deste valor, verifica-se que, se a parede funciona-se exclusivamente pelo efeito tubular conferido pela sua construção em planta, e sendo o valor da pressão de terras sobre a face da parede igual a 82 kPa para D=24m, 92 kPa para D=20m, 103 kPa para D=16m e 116kPa para D=12m, para uma profundidade de 9m, constata-se que (aplicando a expressão 4.3):

- Para D=24m, $\sigma = \frac{82 \times 13,2}{1,2} = 902kPa$;
- Para D=20m, $\sigma = \frac{92 \times 11,2}{1,2} = 859kPa$;
- Para D=16m, $\sigma = \frac{103 \times 9,2}{1,2} = 790kPa$;
- Para D=12m, $\sigma = \frac{116 \times 7,2}{1,2} = 696kPa$.

Assim, comparando este valor com o máximo observado pela figura 5.6, conclui-se que o efeito tubular em estruturas deste tipo, para as condições presentes nos cálculos em análise, absorve aproximadamente 83% da tensão aplicada sobre ela, sendo os restantes 17% conferidos pelo funcionamento à flexão na direcção vertical.

5.2.2.6. Variação das tensões horizontais e verticais da parede de contenção.

Como foi já visto, na maior parte das situações práticas, as estruturas de jet-grouting não são armadas, devendo, pois, ser dimensionadas de modo a que não existam tracções neste material. Assim, o valor máximo de compressão, majorado de um coeficiente de segurança adequado, deverá ser inferior à tensão de rotura do material, nas direcções horizontal e vertical. Do mesmo modo, as tensões de tracção devem ser minimizadas (e se possível anuladas) evitando a necessidade de colocar armaduras.

Para avaliar estas questões, apresentam-se as figuras 5.7 a 5.10, que representam a variação dos valores máximo e mínimo da tensão vertical (σ_y) e horizontal (σ_x) da parede de contenção, em função do diâmetro. Os valores das tensões σ_z foram já apresentados anteriormente na figura 5.6.

A análise global das figuras permite concluir que os valores da máxima tensão vertical e horizontal estão razoavelmente afastados dos valores de rotura à compressão que constam da bibliografia, para este material. Relativamente às tensões vertical e horizontal mínimas, surgem, ainda, valores algo expressivos de tracções, embora, sejam inferiores aos valores usualmente reportados na bibliografia. Contudo, importa salientar uma vez mais que, mesmo que fosse atingida a tensão de rotura à tracção em pontos localizados da parede, a estabilidade global desta não seria comprometida, dado o seu funcionamento em arco na direcção horizontal, sucedendo uma redistribuição de tensão, aumentando os deslocamentos da parede e as tensões de compressão na direcção circunferencial (σ_z).

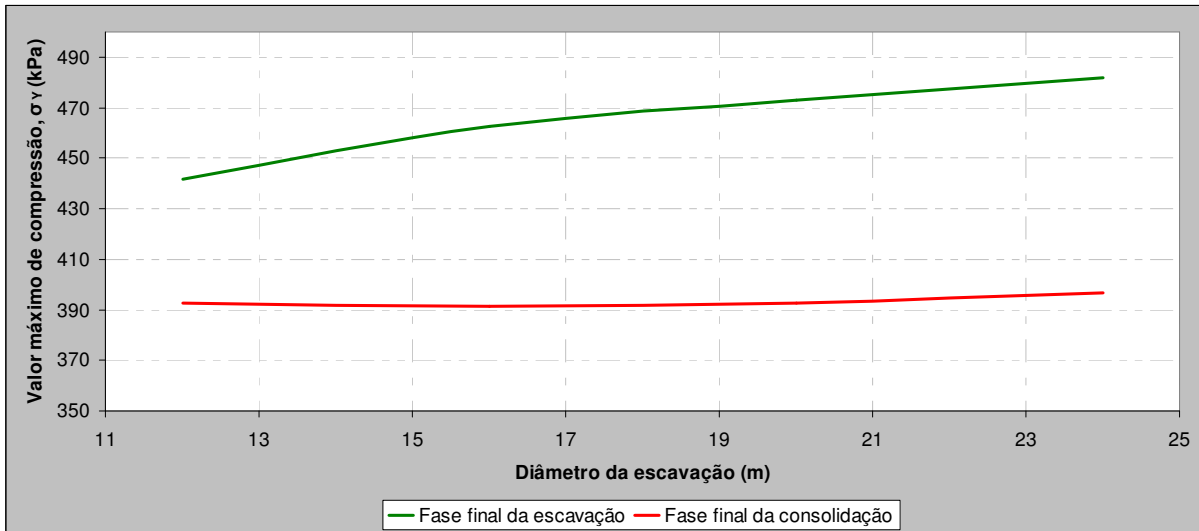


Figura 5.7 – Influência do diâmetro da escavação na tensão vertical (σ_y) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.7 observa-se um ligeiro aumento do valor máximo de compressão com o aumento do diâmetro da escavação, quer para o fim da escavação, quer para o fim da consolidação, sendo, no entanto, mais notório no fim da escavação. Com o processo de consolidação verifica-se uma diminuição que varia entre 12% para $D=12$ m e 21% para $D=24$ m.

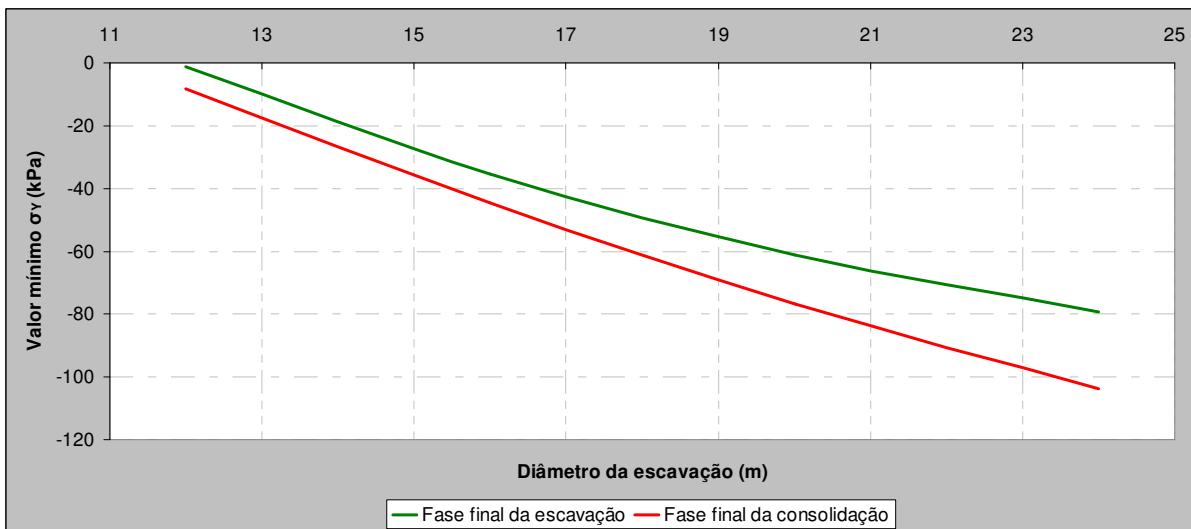


Figura 5.8 – Influência do diâmetro da escavação na tensão vertical mínima (σ_y) da parede, no final da escavação e no final da consolidação

A figura 5.8 permite concluir que a redução do diâmetro leva a uma diminuição significativa das tracções instaladas no jet-grouting. Para o problema em estudo verificou-se que o valor mínimo verificado para $D=12$ m representa 2% do valor observado para $D=24$ m no fim da escavação e 8% no fim da consolidação.

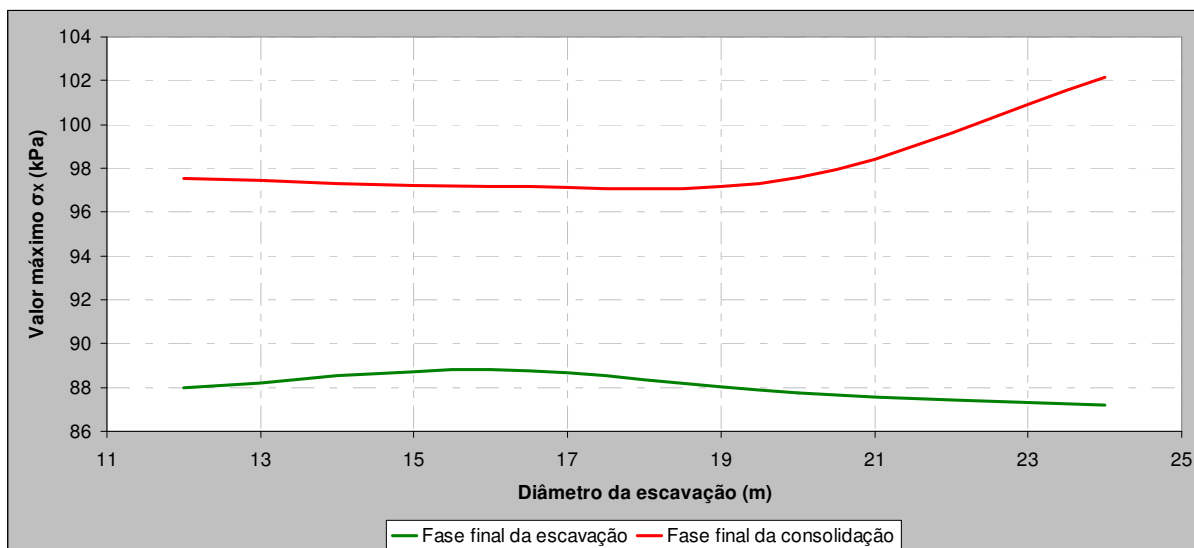


Figura 5.9 – Influência do diâmetro da escavação na tensão horizontal (σ_x) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.9, para o fim da consolidação, observa-se um ligeiro aumento do valor máximo de compressão para diâmetros superiores a 20 m. Para o fim da escavação, o valor da tensão não se altera significativamente, assumindo um valor próximo de 88 kPa independentemente do valor do diâmetro.

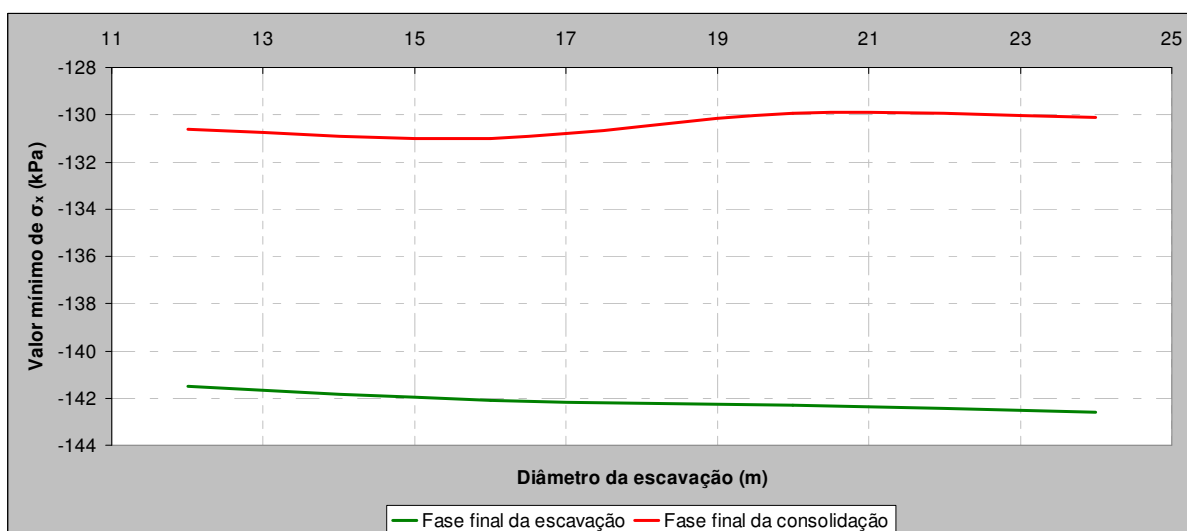


Figura 5.10 – Influência do diâmetro da escavação na tensão horizontal (σ_x) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.10 verifica-se uma alteração pouco expressiva dos valores da tensão horizontal mínima, verificando-se uma ligeira diminuição na fase final da escavação; na fase final da consolidação observa-se um leve aumento deste valor para diâmetros superiores a 18 m.

5.2.3. DESLOCAMENTOS

Na figura 5.11 mostram-se os deslocamentos laterais da cortina no final da construção e no final da consolidação, para os vários diâmetros em estudo.

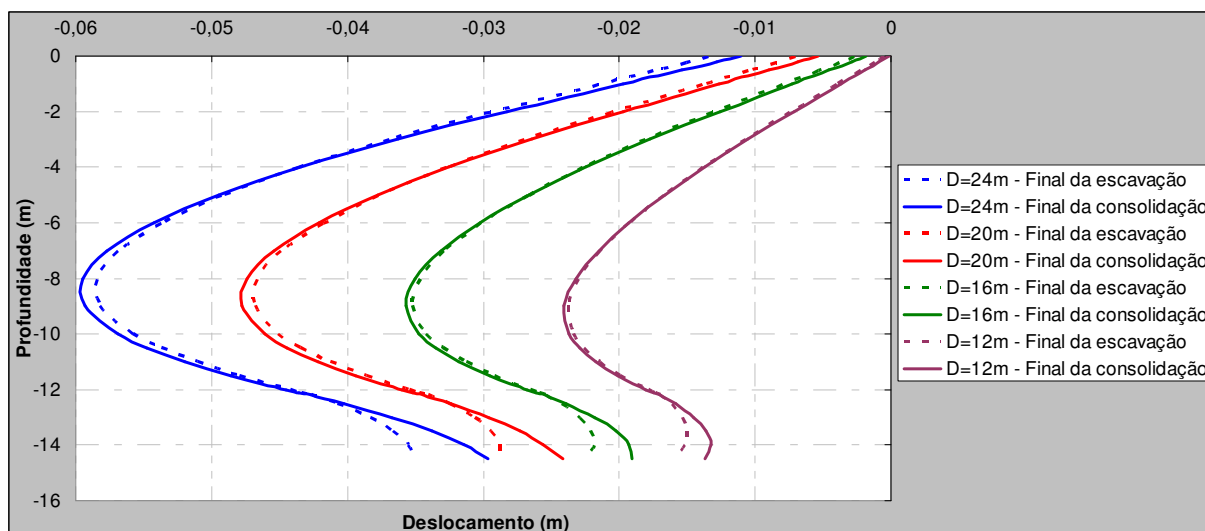


Figura 5.11 – Influência do diâmetro da escavação sobre os deslocamentos laterais da cortina no final da construção e no final da consolidação

As configurações dos deslocamentos laterais da cortina no final da construção e no final da consolidação são semelhantes entre si, embora, a figura permita constatar que à medida que o diâmetro aumenta, a diferença do deslocamento máximo no fim da escavação e no fim da consolidação também aumenta. Verifica-se que, qualquer que seja o diâmetro de escavação, a deformada apresenta uma convexidade voltada para o interior da escavação. Os deslocamentos tendem a aumentar com o diâmetro de escavação, o que é, em grande parte, justificado, naturalmente, pela menor eficácia da parede de contenção no que diz respeito ao seu funcionamento como elemento “tubular” (funcionamento em arco na direcção circunferencial).

Por outro lado, procedendo a uma analogia estrutural, o maciço abaixo da base de escavação poderá ser considerado como uma grande escora. Logo, à medida que o comprimento dessa “escora” aumenta, diminui a sua rigidez axial, não sendo por isso de estranhar também o aumento dos deslocamentos laterais, com o diâmetro de escavação (Costa, 2005), abaixo do nível da base de escavação.

O deslocamento máximo ocorre a cerca de 9m de profundidade, estimado em 5,94 cm para a situação do problema base e 2,41 cm para metade desse mesmo diâmetro.

Nas figuras 5.12 e 5.13 podem-se observar os movimentos da superfície do maciço do lado suportado no final da construção e no final da consolidação. Pode concluir-se que as configurações têm evolução idêntica à dos deslocamentos na cortina, pois, como se viu anteriormente, existe uma relação entre estas grandezas. Assim, os deslocamentos são maiores para diâmetros de escavação maiores.

O deslocamento horizontal máximo para o problema base estima-se em 2,52 cm, enquanto que para D=12 m este valor corresponde a 6,7 mm. Relativamente ao deslocamento vertical, o assentamento máximo assume um valor de 1,6 cm para D=24 m, e 6,4 mm para metade do diâmetro.

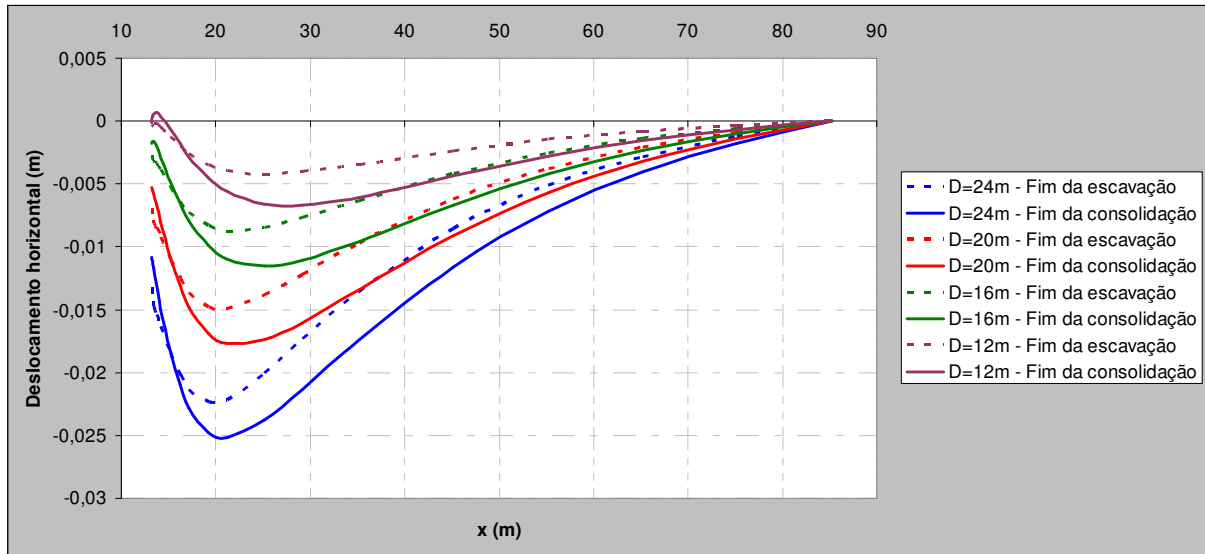


Figura 5.12 – Influência do diâmetro da escavação sobre os deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado no final da construção e no final da consolidação

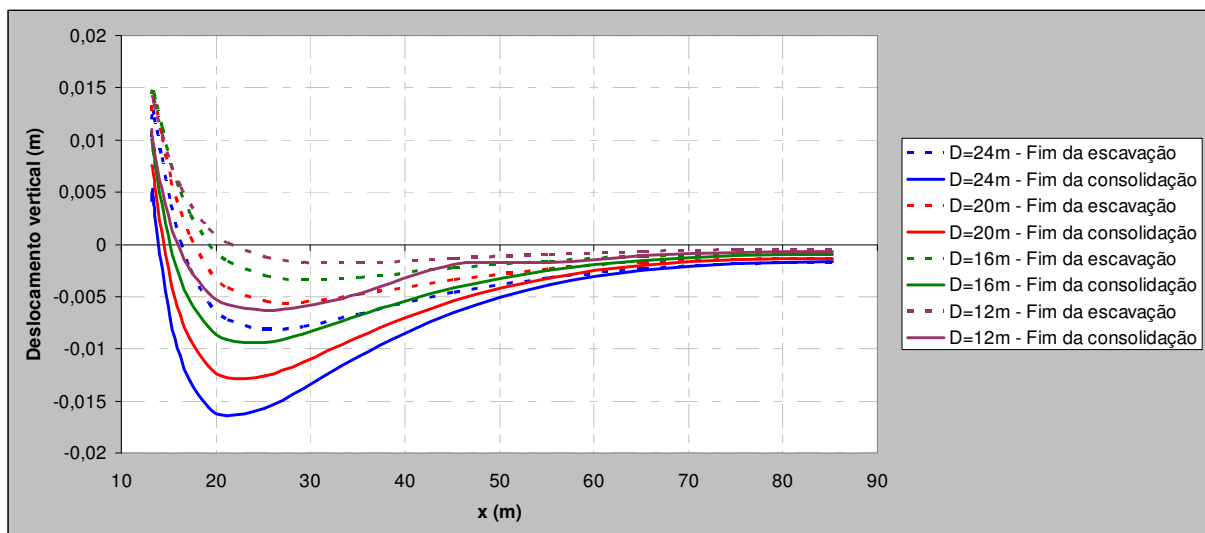


Figura 5.13 – Influência do diâmetro da escavação sobre os deslocamentos verticais da superfície do lado suportado no final da construção e no final da consolidação

Na figura 5.14 representam-se os levantamentos do fundo da escavação para os diversos valores de diâmetros em estudo.

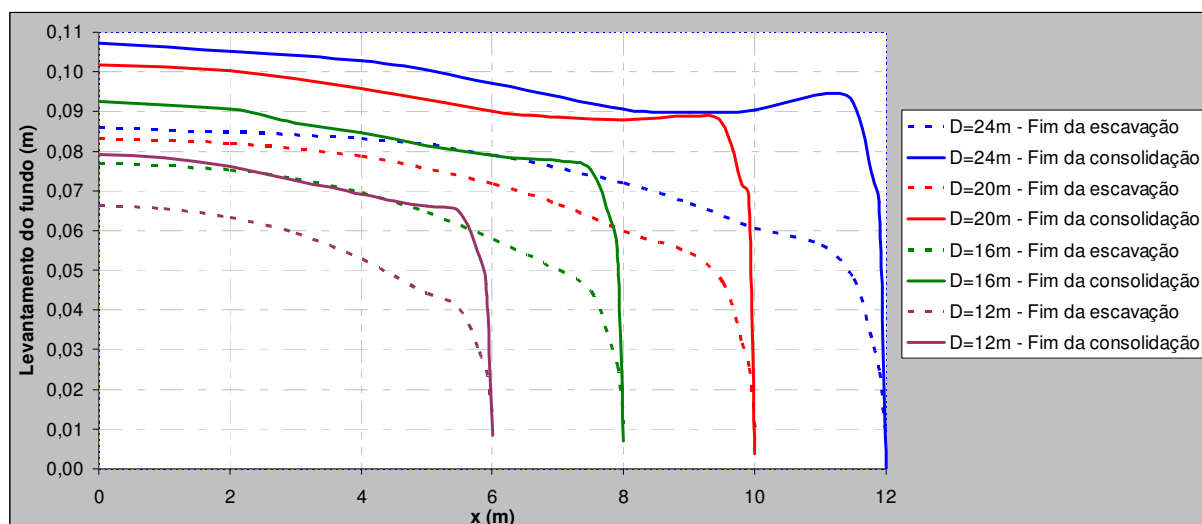


Figura 5.14 – Influência do diâmetro da escavação sobre o levantamento do fundo da escavação no final da construção e no final da consolidação

Verifica-se que quanto maior é o diâmetro da escavação, maior é o levantamento do fundo da escavação. Este facto justifica-se pela existência de maiores excessos de pressão neutra negativos no final da construção, do lado escavado, para diâmetros maiores (ver figura 5.1), os quais, ao dissiparem-se durante o processo de consolidação, provocam maiores empolamentos do solo.

5.3. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE

5.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nesta secção procura-se analisar a influência da espessura da parede no comportamento geral do sistema. Assim, consideraram-se três variações relativamente ao problema base (1,2 m): 1,4 m, 1,6 m e 1,8 m. Tal como em 5.2, as espessuras seleccionadas são maiores que a do estudo base pois então já se verificaram tracções com algum significado na parede de jet-grouting.

5.3.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

5.3.2.1. Excessos de pressão neutra

Na figura 5.15 apresenta-se a distribuição dos excessos de pressão neutra instalados no maciço, no final da escavação, para os diversos cálculos. Pela observação da figura conclui-se que não se verificam alterações significativas, tanto do lado suportado como do lado escavado.

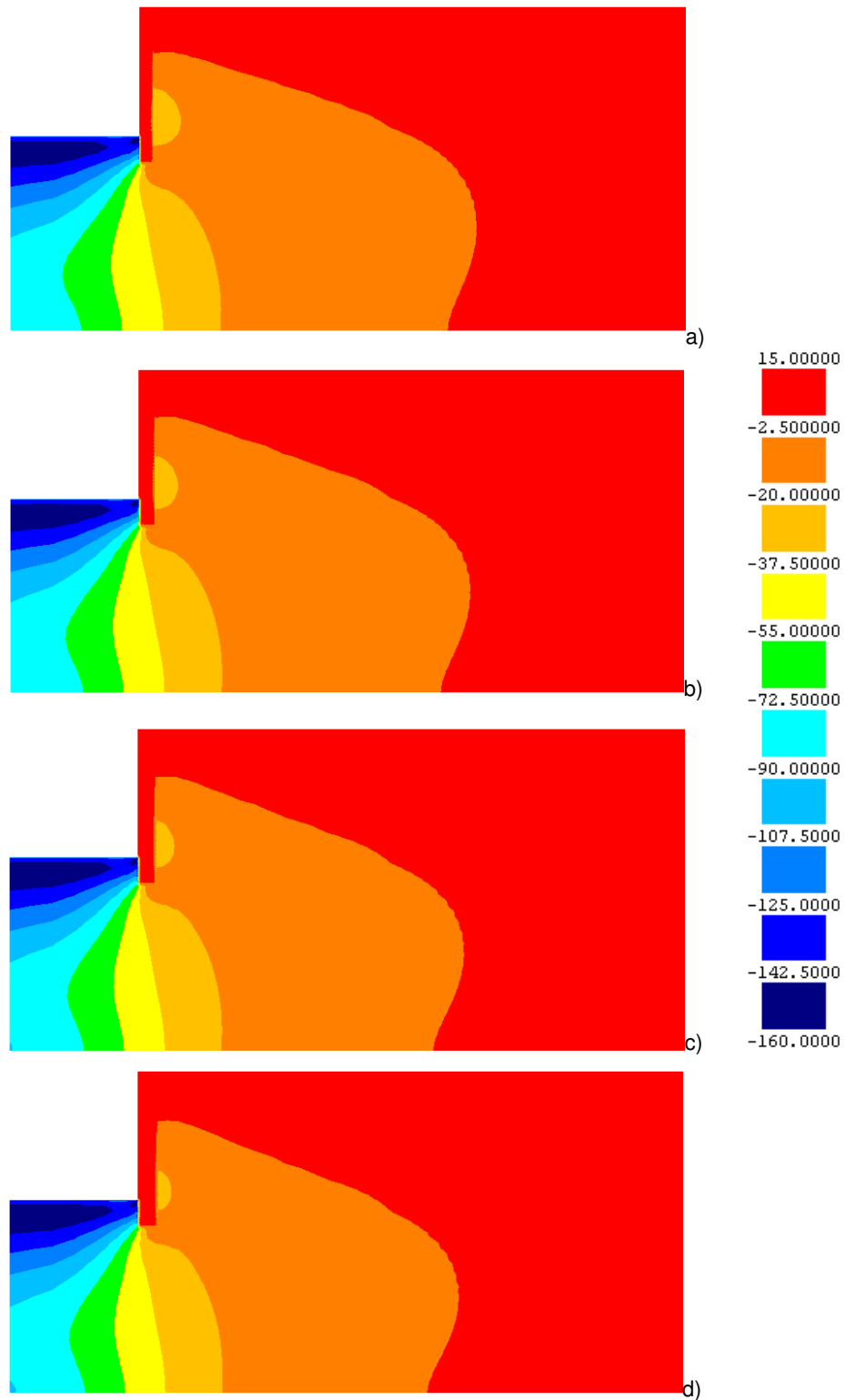


Figura 5.15 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) e=1,2m; b) e=1,4m; c) e=1,6m; d) e=1,8m

5.3.2.2. Pressão de terras sobre as faces da cortina

Mostram-se na figura 5.16 as pressões mobilizadas em cada face da cortina, para a fase final da escavação e para a fase final da consolidação, para os valores da espessura considerados.

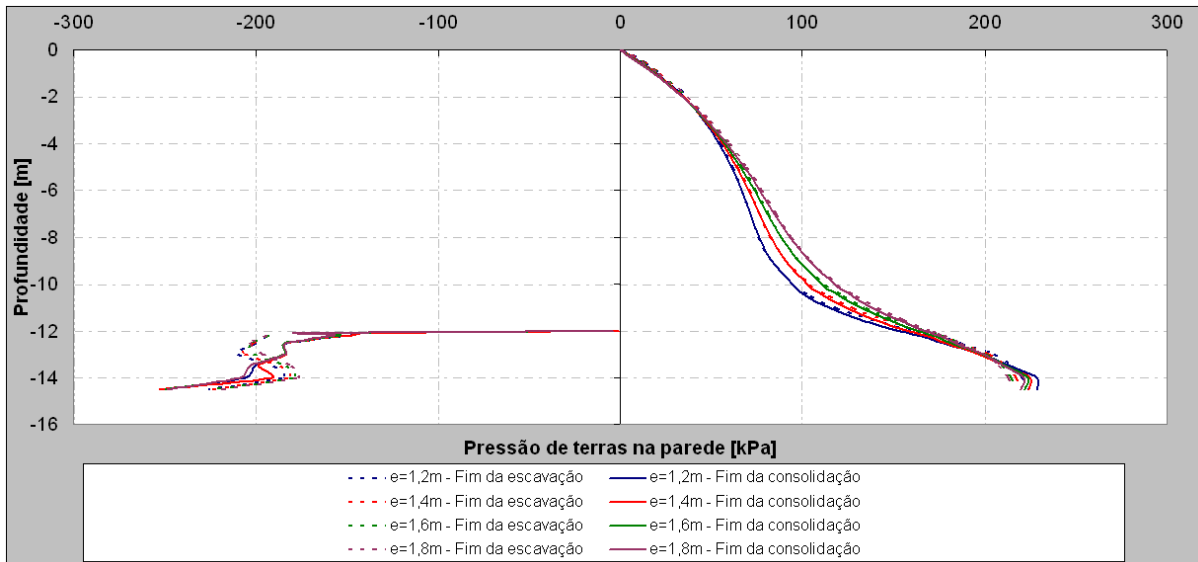


Figura 5.16 – Influência da espessura da parede na pressão de terras sobre as faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação

À semelhança do que se mostrou em 5.2.2.3, a análise da figura permite constatar que, do lado suportado, até aos 4 m de profundidade, não há uma variação significativa deste parâmetro. A partir desta profundidade as pressões de terra na parede aumentam à medida que a espessura da parede aumenta, o que é devido à existência de menor efeito de arco no solo, em consequência da maior rigidez da parede. Verifica-se, também, que as pressões de terras na parede na fase final da consolidação são, praticamente, coincidentes com as pressões no fim da escavação. Do lado escavado, na fase final da escavação, as pressões são maiores para espessuras menores, tendendo, no entanto, para uma minimização desta diferença com o processo de consolidação.

5.3.2.3. Momentos flectores na cortina

Na figura 5.17 estão ilustrados os momentos flectores na cortina no final da escavação e no final da consolidação para os diferentes valores da espessura em estudo.

A análise da figura permite identificar, mais uma vez, comportamentos que vão de encontro ao que foi exposto no estudo do problema base.

Os valores máximos do momento flector negativo e positivo ocorrem para a situação do problema base, à profundidade de 13 m e 10 m, respectivamente, sucedendo uma diminuição, em valor absoluto, com o aumento da espessura. Para $e=1,8$ m, o valor máximo do momento flector negativo é, aproximadamente, -41 kN.m/m ao qual corresponde uma tensão vertical (σ_y) máxima de 347,30 kPa e mínima de 4,18 kPa; o valor máximo do momento flector positivo assume um valor aproximado de 48 kN.m/m, correspondendo uma tensão vertical máxima de 289,02 kPa e mínima de -108,42 kPa.

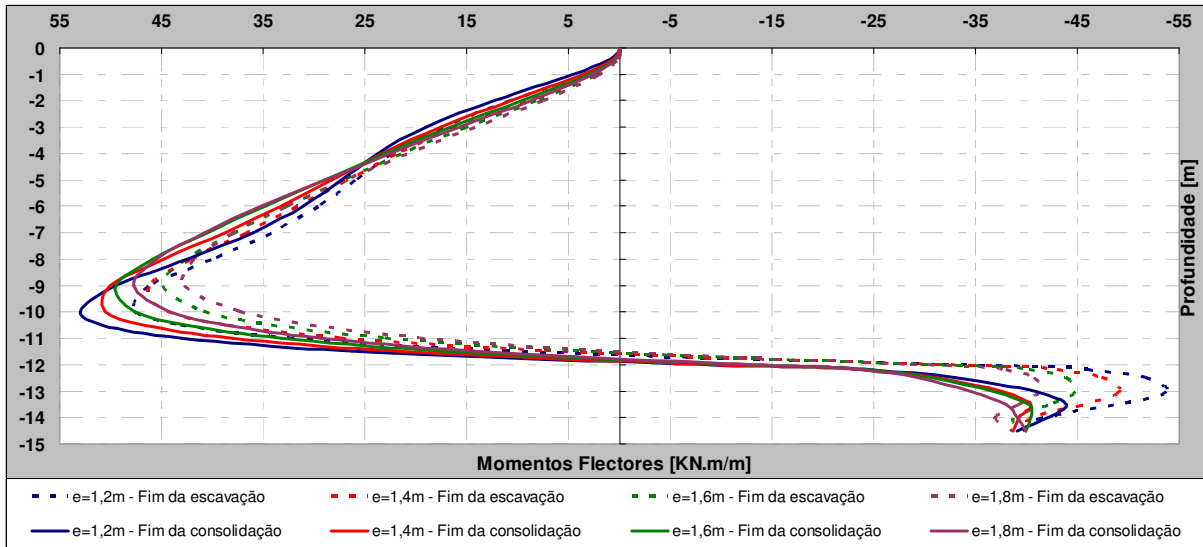


Figura 5.17 – Influência da espessura da parede sobre o diagrama de momentos flectores no final da escavação e no final da consolidação

5.3.2.4. Compressão na secção vertical da parede

Na figura 5.18 representam-se as compressões (σ_z) na secção vertical da parede (compressão “de arco” na direcção circunferencial) nos pontos médios da parede.

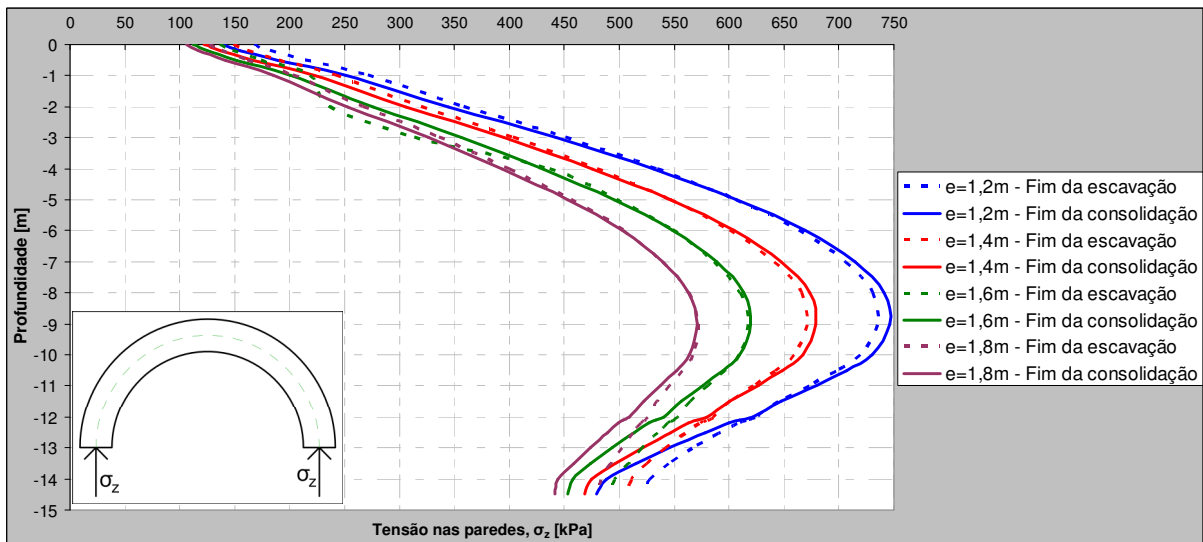


Figura 5.18 – Influência da espessura da parede na compressão da secção vertical da parede, σ_z no final da escavação e no final da consolidação

A figura demonstra que existe um agravamento da tensão de compressão na secção vertical (compressão de arco na direcção circunferencial) à medida que a espessura da parede diminui, facto que se deve, naturalmente, à diminuição da área da secção em questão. O valor máximo corresponde,

em todas as situações, a uma profundidade de 9 m, estimado em 746 kPa, 679 kPa, 620 kPa e 571 kPa, para as espessuras de 1,2 m, 1,4 m, 1,6 m e 1,8 m, respectivamente.

Se a parede funciona-se exclusivamente pelo efeito tubular conferido pela sua construção em planta, e sendo o valor da pressão de terras sobre a face da parede igual a 82 kPa para $e=1,2$ m, 91 kPa para $e=1,4$ m, 98 kPa para $e=1,6$ m e 104 kPa para $e=1,8$ m, para a profundidade de 9m, constata-se que (aplicando a expressão 4.3):

- Para $e=1,2$ m, $\sigma = \frac{82 \times 13,2}{1,2} = 902 \text{ kPa}$;
- Para $e=1,4$ m, $\sigma = \frac{91 \times 13,4}{1,4} = 871 \text{ kPa}$;
- Para $e=1,6$ m, $\sigma = \frac{98 \times 13,6}{1,6} = 833 \text{ kPa}$;
- Para $e=1,8$ m, $\sigma = \frac{104 \times 13,8}{1,8} = 797 \text{ kPa}$.

Assim, comparando este valor com o máximo observado na figura 5.18, conclui-se que o efeito tubular nestas estruturas é responsável por 83% para $e=1,2$ m, 78% para $e=1,4$ m, 74% para $e=1,6$ m e 72% para $e=1,8$ m da resistência à pressão exercida pelas terras do lado suportado, isto é, quanto menor é a espessura da parede, maior é a importância deste efeito.

5.3.2.5. Variação das tensões horizontais e verticais da parede de contenção.

Nas figuras 5.19 a 5.22 representam-se a variação dos valores máximo e mínimo da tensão vertical (σ_y) e horizontal (σ_x) da parede de contenção, em função da espessura da parede de contenção.

A análise das figuras permite conclusões gerais idênticas às que foram referidas em 5.2.2.6. Os valores da máxima tensão vertical e horizontal (bem como os valores de σ_z ; figura 5.18) estão algo afastados dos valores de rotura que constam da bibliografia, para este material e para as tensões vertical e horizontal mínimas, surgem, ainda, valores algo expressivos de tracções, embora, sejam inferiores aos valores usualmente reportados na bibliografia.

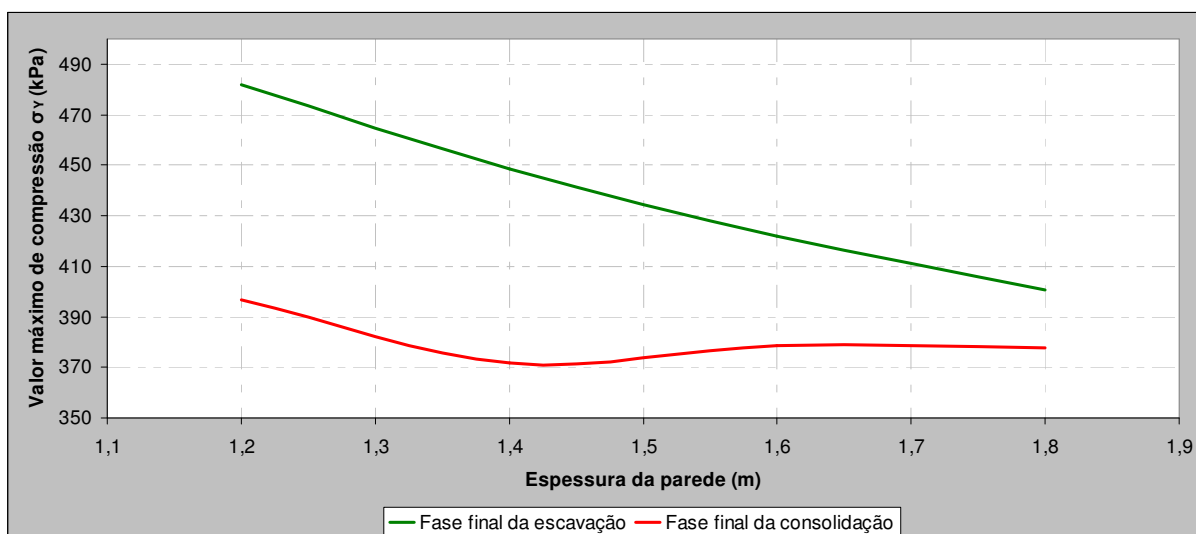


Figura 5.19 – Influência da espessura da parede na tensão vertical (σ_y) máxima da cortina, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.19 observa-se uma diminuição, com o aumento da espessura da parede, do valor máximo de compressão no fim da escavação, não sendo este efeito tão evidente no final da consolidação.

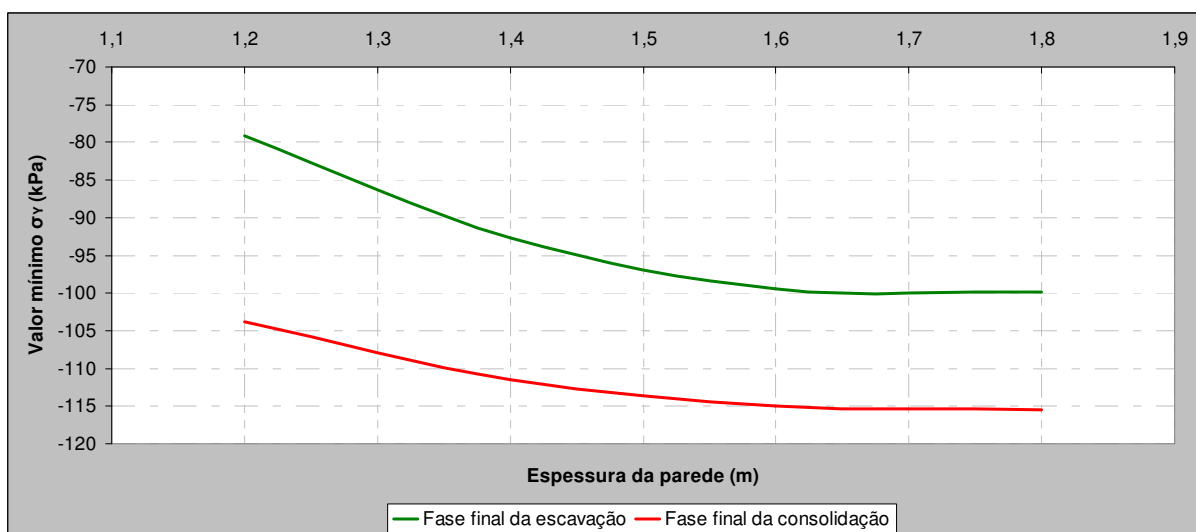


Figura 5.20 – Influência da espessura da parede na tensão vertical (σ_y) mínima da cortina, no final da escavação e no final da consolidação

A figura 5.20 permite concluir que o aumento da espessura da parede de contenção leva a um aumento significativo das tracções instaladas no jet-grouting. No entanto, para espessuras superiores a 1,6 m verifica-se uma tendência de crescimento inferior.

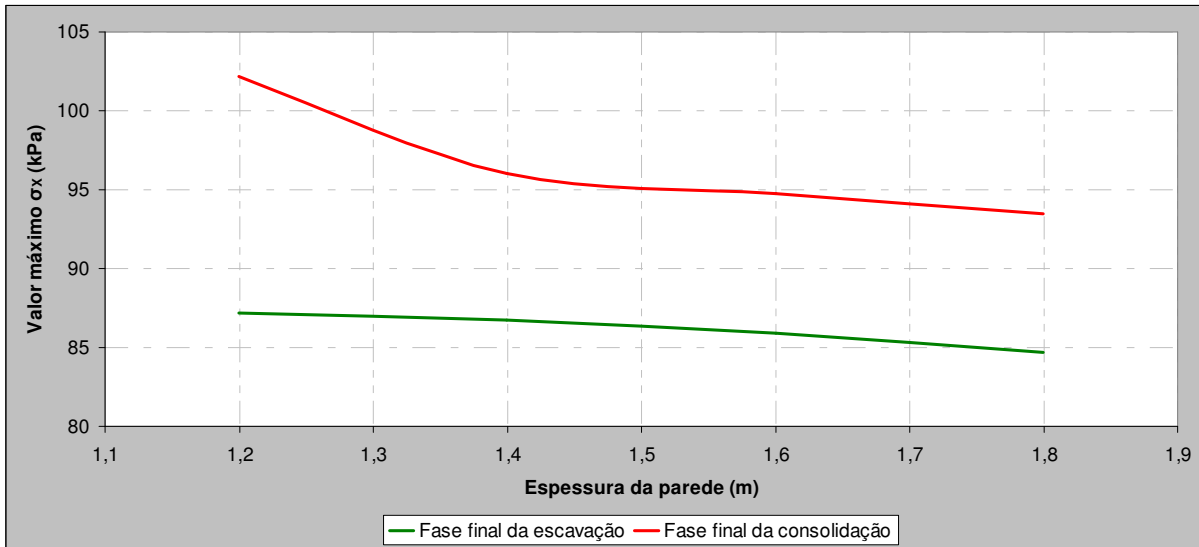


Figura 5.21 – Influência da espessura da parede na tensão horizontal (σ_x) máxima da cortina, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.21, observa-se uma redução do valor máximo de compressão com o aumento da espessura da parede. O agravamento da tensão que se verifica do fim da escavação para o fim da consolidação é maior para espessuras menores.

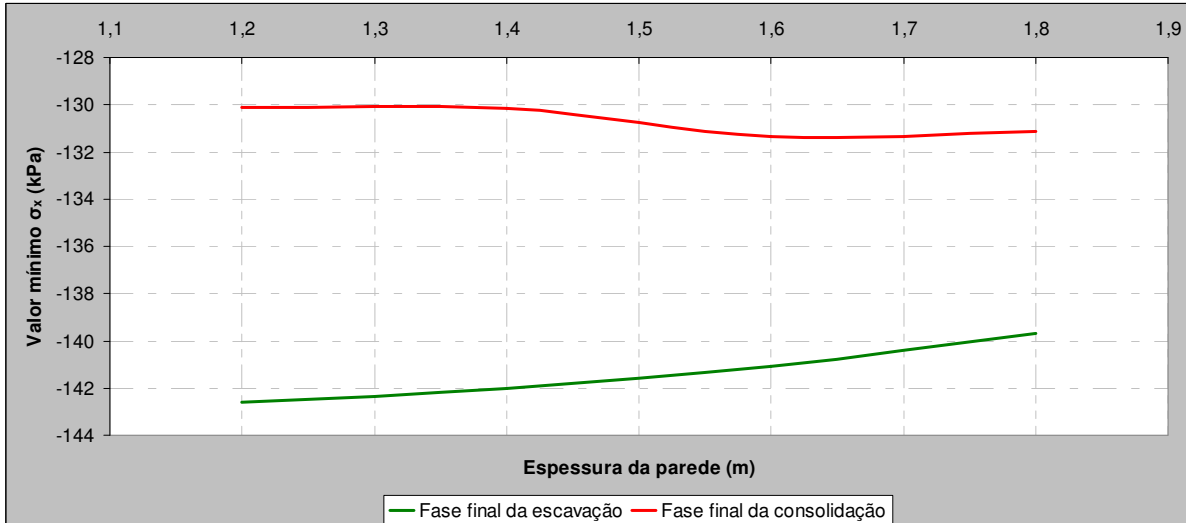


Figura 5.22 – Influência da espessura da parede na tensão horizontal (σ_x) mínima da cortina, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.22 verifica-se uma alteração pouco expressiva dos valores da tensão horizontal mínima, verificando-se, uma ligeira diminuição da tensão de tração com o aumento da espessura na fase final da escavação; na fase final da consolidação observa-se um leve aumento deste valor para espessuras superiores a 1,4 m.

5.3.3. DESLOCAMENTOS

Os deslocamentos horizontais da cortina proporcionados por cada variante, no final da escavação e no final da consolidação, são apresentados na figura 5.23.

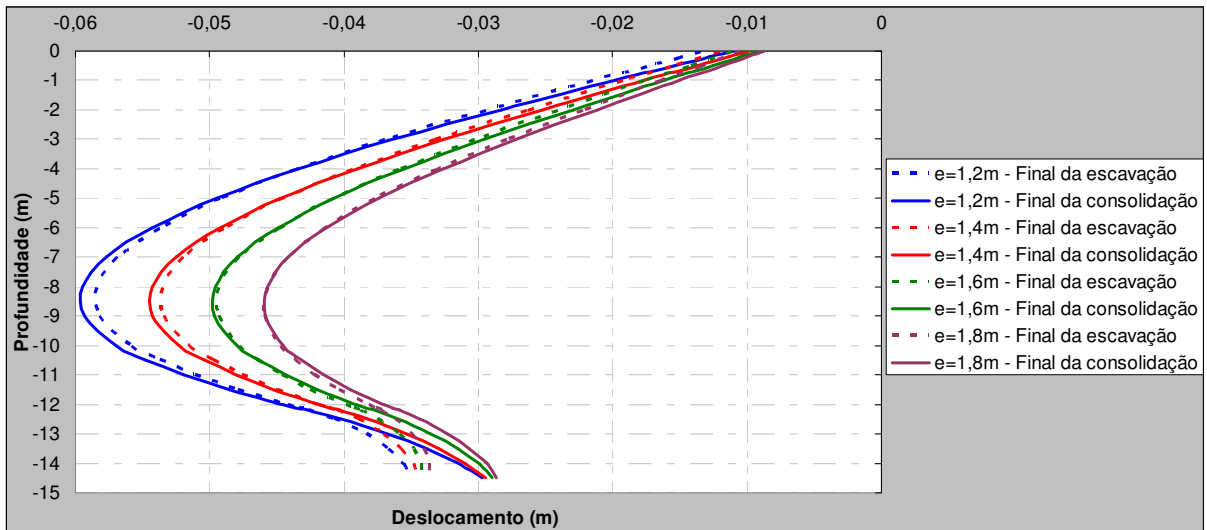


Figura 5.23 – Influência da espessura da parede sobre os deslocamentos laterais da cortina no final da escavação e no final da consolidação

Verifica-se que, como seria de esperar, os deslocamentos tendem a aumentar com o decréscimo da espessura da parede. A diferença do valor máximo na fase final da escavação para a fase final da consolidação aumenta, também, com a redução da espessura da parede.

O deslocamento máximo ocorre a cerca de 9m de profundidade, estimado em 5,94 cm para a situação do problema base e 4,59 cm para $e=1,8$ m.

Nas figuras 5.24 e 5.25 ilustram-se os movimentos da superfície no final da construção e no final da consolidação.

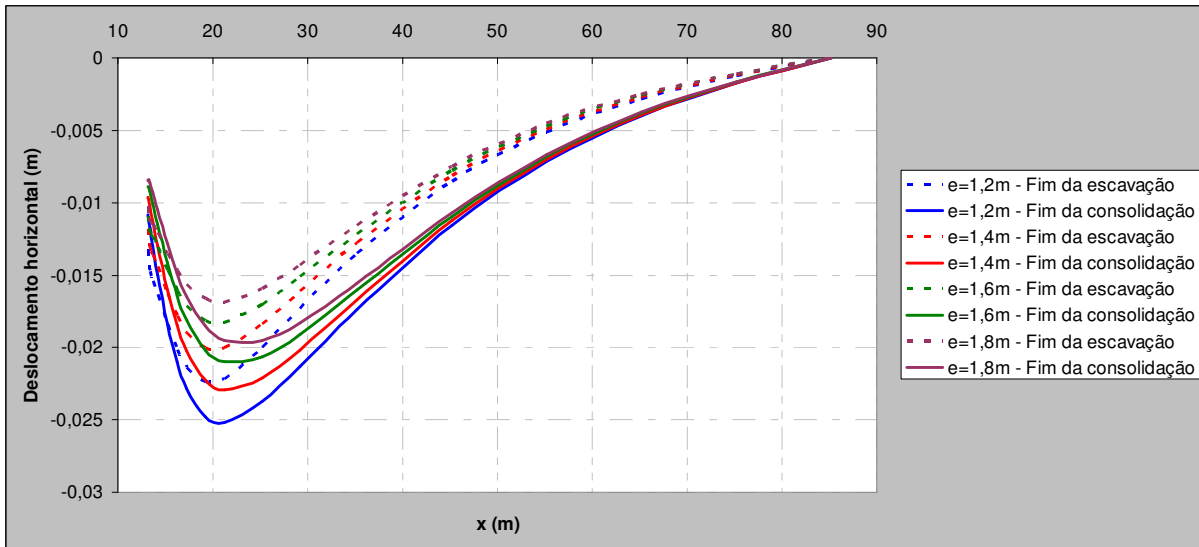


Figura 5.24 – Influência da espessura da parede sobre os deslocamentos horizontais na superfície do maciço suportado no final da escavação e no final da consolidação

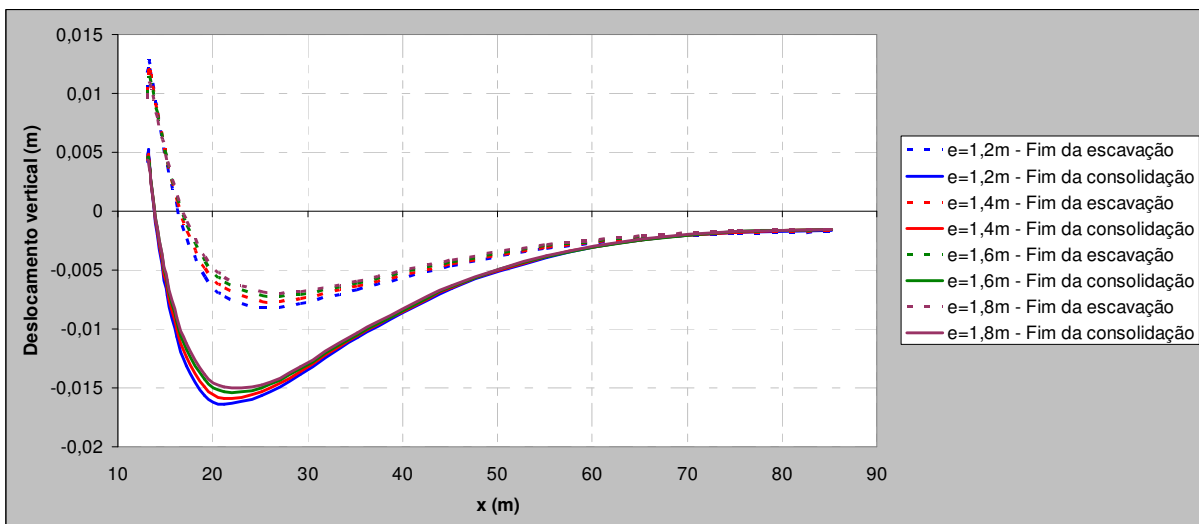


Figura 5.25 – Influência da espessura da parede sobre os deslocamentos verticais na superfície do maciço suportado no final da escavação e no final da consolidação

Em ambos os casos, assiste-se a uma diminuição do deslocamento com o aumento da espessura da parede, porém, a influência deste parâmetro manifesta-se de forma mais significativa sobre os deslocamentos horizontais do que sobre os deslocamentos verticais. Apesar da evolução da consolidação originar um aumento dos deslocamentos em geral, em termos quantitativos o efeito é diferente caso se trate de deslocamentos horizontais ou verticais. No primeiro caso, a variação entre o valor do máximo deslocamento no final da construção e da consolidação é, aproximadamente, de 15%, enquanto que nos deslocamentos verticais os valores são cerca de 100%.

A figura 5.26 mostra a influência da espessura da parede sobre o levantamento do fundo da escavação.

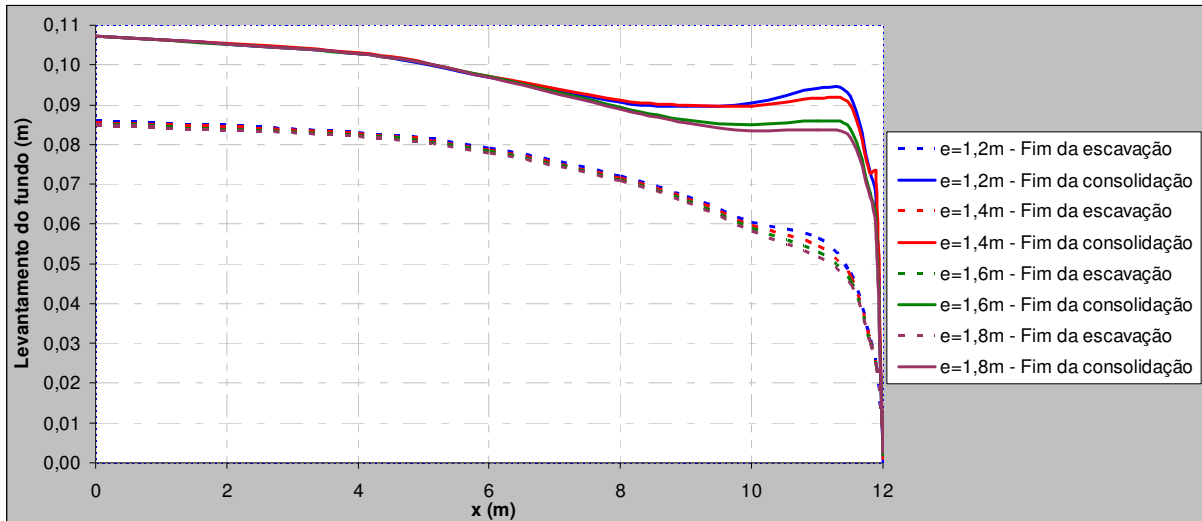


Figura 5.26 – Influência da espessura da parede sobre o levantamento do fundo da escavação no final da escavação e no final da consolidação

A curto prazo, os deslocamentos são muito similares nos quatro casos em estudo. A maior variação ocorre entre os dez e os doze metros de afastamento relativamente ao eixo de simetria. A longo prazo o levantamento do fundo tende a ser maior nas proximidades da parede, quando a espessura desta é menor.

5.4. INFLUÊNCIA DA ALTURA ENTERRADA DA PAREDE

5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A influência da altura enterrada da cortina sobre o comportamento de escavações é notória nos casos em que a face de escavação é plana, estando evidenciada em diversos estudos (Lambe, 1970; Matos Fernandes, 1981, 1983, 1997; Clough e O'Rourke, 1990; O'Rourke, 1992; Fortunato, 1994; Bose e Som, 1998).

A importância deste parâmetro destaca-se nos aspectos mecânico e hidráulico.

A questão mecânica prende-se com o facto de quando a cortina é prolongada abaixo da base da escavação, e principalmente se o for até um estrato rígido e tiver elevada resistência à flexão, permite que sejam encontrados estados de equilíbrio que o maciço por si só não estaria apto a suportar (Costa 2005).

Relativamente à questão hidráulica, na situação em que a cortina é impermeável e prolongada até um estrato igualmente impermeável, a passagem de água contornando inferiormente a cortina não é possível, assim, após a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a escavação atinge-se um equilíbrio correspondente à situação hidrostática (Lambe, 1970).

Por outro lado, quando a cortina não é prolongada até um estrato impermeável, estabelece-se um regime de fluxo, pelo qual se torna possível a passagem da água para o interior da escavação contornando inferiormente a parede de contenção; esta situação requer o conhecimento da rede de fluxo para o estabelecimento da pressão que a água exerce sobre a cortina e para a estimativa das pressões exercidas pelo solo, pois a alteração do regime hidráulico implica alteração do estado de tensão efectiva.

Para uma situação corrente em que toda a água que entra no interior do corte é direccionada para o exterior através de um sistema de bombagem, mantendo o nível de água no interior da escavação à cota da base desta, a perda de carga total será igual à diferença de cota entre a posição do nível freático no exterior da escavação e o fundo da escavação; situação válida admitindo que o abastecimento é contínuo, isto é, que não ocorre rebaixamento do nível freático no lado do maciço suportado.

No entanto, o estabelecimento de um regime de percolação gera forças de percolação com direcção e sentido do escoamento. No lado suportado, estas forças são dirigidas para baixo, ocorrendo a situação oposta no lado escavado. Deste modo, as tensões efectivas do lado suportado são superiores às verificadas em situação hidrostática, verificando-se o oposto do lado escavado o que se traduz na redução dos impulsos estabilizadores no interior da escavação.

Como consequência do aumento da tensão média instalada no maciço suportado verifica-se uma diminuição volumétrica do solo (acréscimos dos assentamentos da superfície do lado suportado); no interior da escavação, a diminuição das tensões efectivas leva a um acréscimo do aumento do volume do solo (acréscimo do empolamento do fundo da escavação).

No entanto, ao contrário do que acontece, em geral, em escavações com face plana, nas escavações cilíndricas, devido ao funcionamento “tubular” da parede (funcionamento em arco na direcção circunferencial) – que corresponde, como se viu anteriormente, ao principal mecanismo estrutural neste tipo de obras – não é de esperar que a altura enterrada da parede tenha uma influência muito significativa no desempenho da estrutura. A importância deste parâmetro em escavações de face plana tem a ver, naturalmente, com o facto de as paredes, neste caso, funcionarem exclusivamente à flexão.

Com o intuito de analisar a importância deste parâmetro no comportamento global em escavações cilíndricas, avaliaram-se duas variantes ao estudo base ($h=2,5$ m): $h=4,0$ m e $h=5,5$ m.

5.4.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

5.4.2.1. Excessos de pressão neutra

As figuras 5.27 e 5.28 ilustram a variação dos excessos de pressão neutra, para os casos em estudo, no final da escavação e no final da consolidação.

A análise da figura permite inferir que este parâmetro não afecta significativamente os excessos de pressão neutra, quer do lado escavado, quer do lado suportado, para o fim da escavação e para o fim da consolidação.

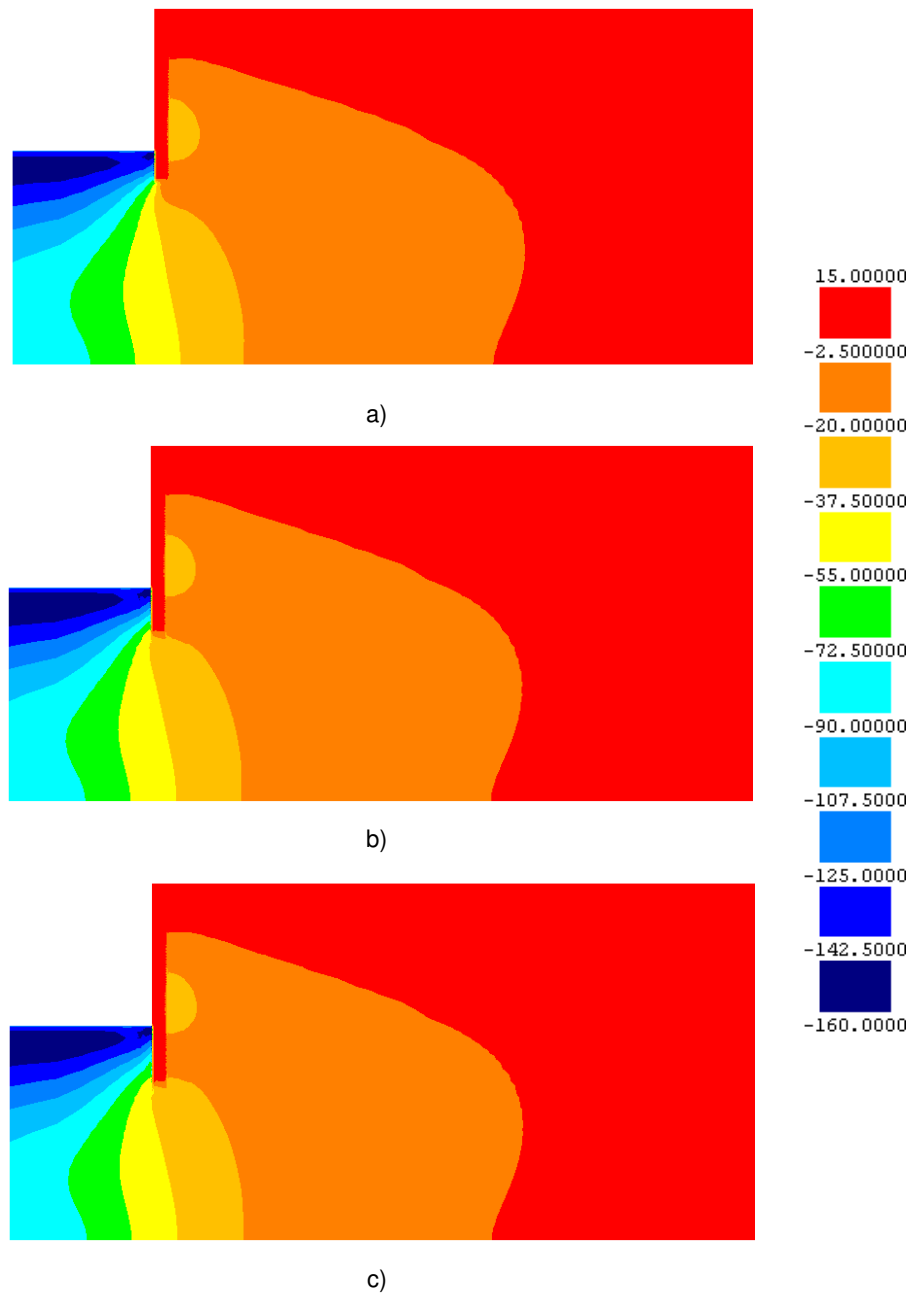


Figura 5.27 – Excessos de pressão neutra no final da escavação a) $h=2,5$ m; b) $h=4,0$ m; c) $h=5,5$ m

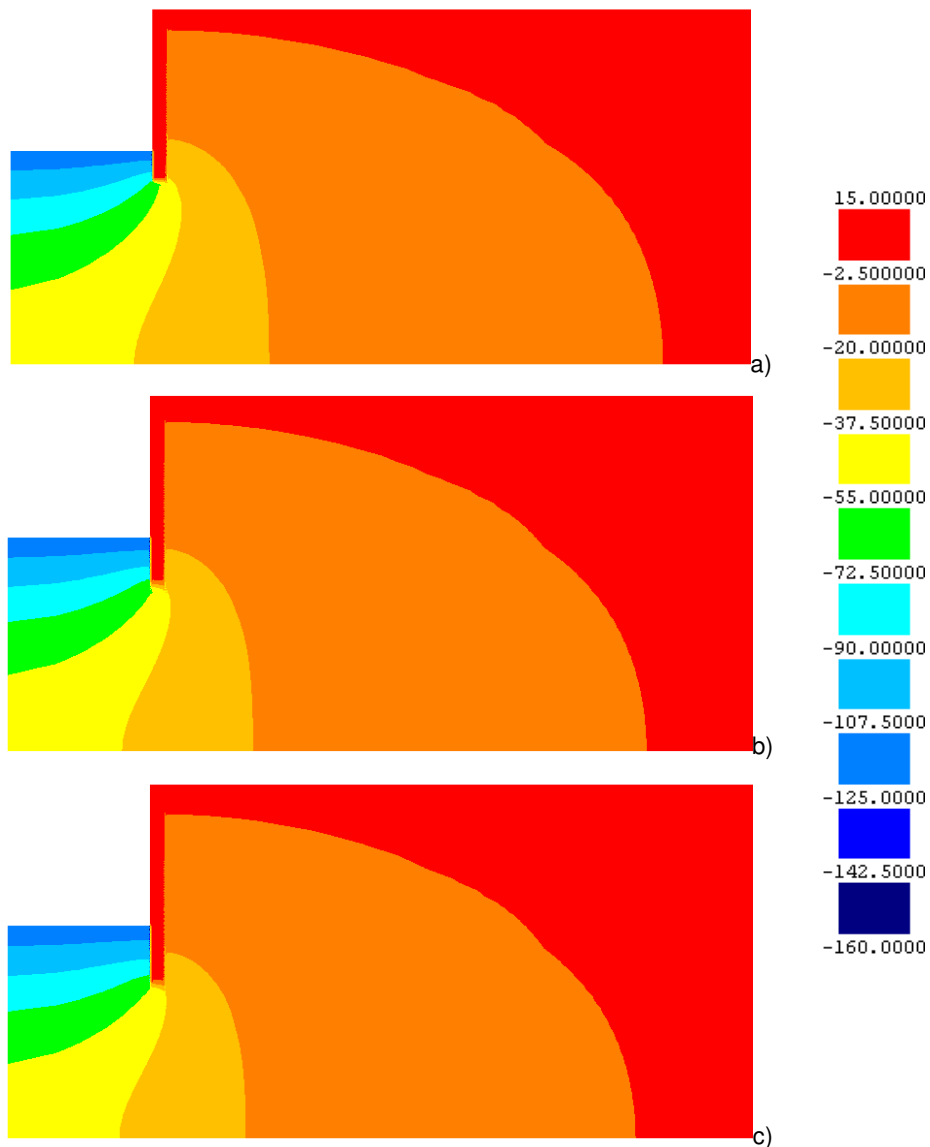


Figura 5.28 – Excessos de pressão neutra no final da consolidação a) h=2,5 m; b) h=4,0 m; c) h=5,5 m

5.4.2.2. Níveis de tensão

Os níveis de tensão no final da consolidação estão representados na figura 5.29. No lado suportado as diferenças são pouco expressivas; verifica-se apenas um ligeiro agravamento do nível de tensão na zona junto ao pé da cortina, com o aumento do parâmetro em causa. Relativamente ao lado escavado, as disparidades são meramente pontuais, registando-se, no entanto, um ligeiro decréscimo do nível de tensão à medida que a altura enterrada da cortina aumenta.

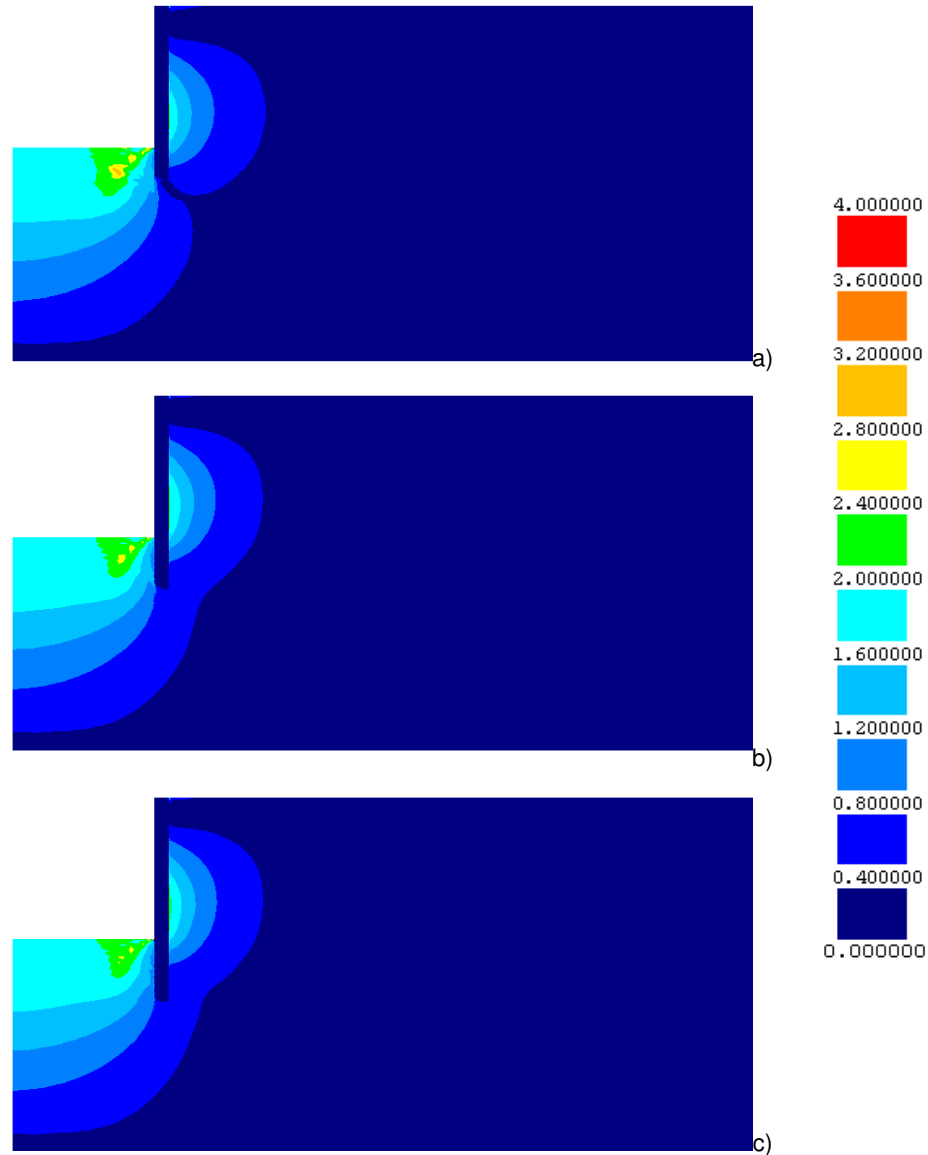


Figura 5.29 – Níveis de tensão no final da consolidação a) $h=2,5$ m; b) $h=4,0$ m; c) $h=5,5$ m

5.4.2.3. Tensões de corte

Na figura 5.30 estão ilustradas as tensões de corte em planos verticais e horizontais no final da construção. Também aqui as diferenças são pouco notórias, embora exista um maior comprimento de interação na interface solo-cortina do lado escavado à medida que a altura enterrada da cortina aumenta.

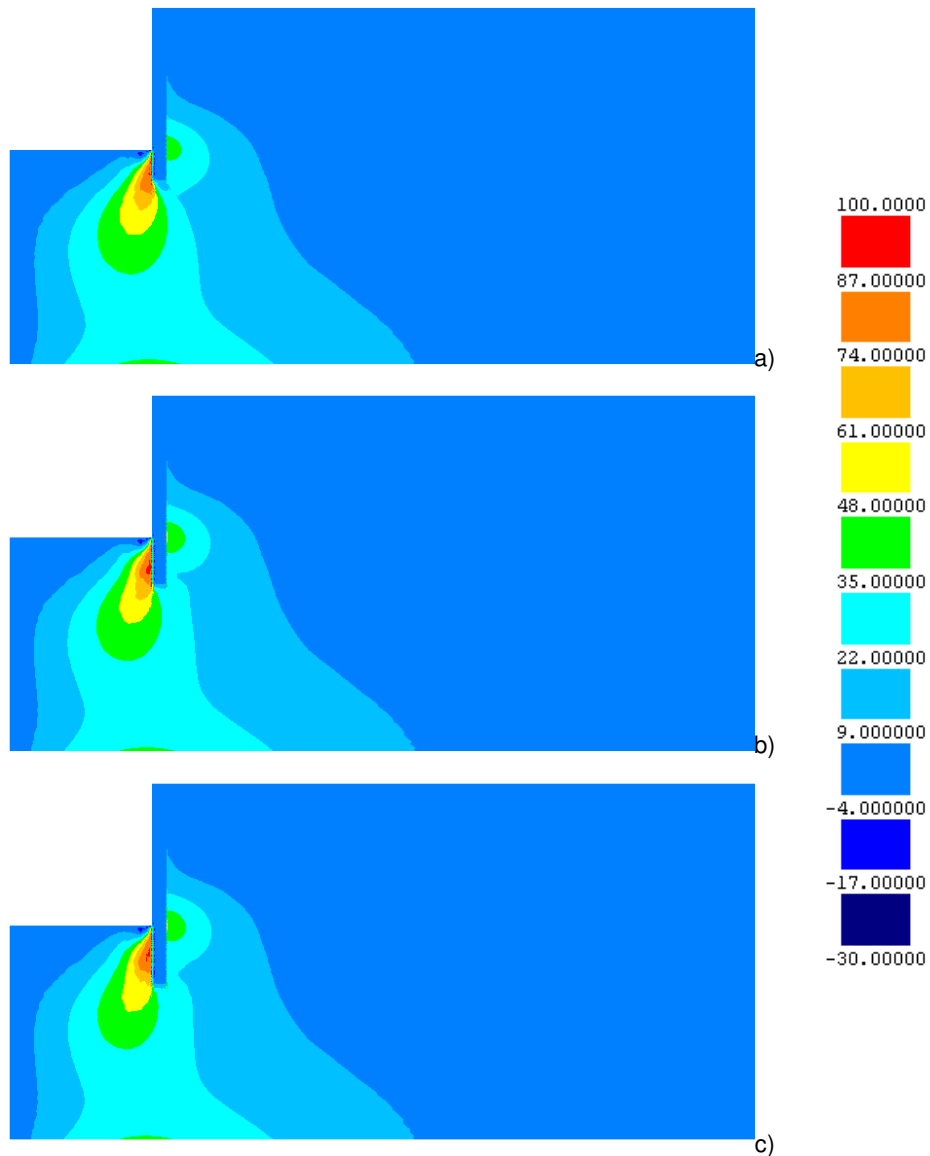


Figura 5.30 – Tensões de corte no final da construção a) h=2,5 m; b) h=4,0 m; c) h=5,5 m

5.4.2.4. Pressão das terras sobre as faces da cortina

Na figura 5.31 representam-se as pressões das terras sobre a cortina para os diferentes cálculos, no final da construção e no final da consolidação.

Do lado suportado verifica-se uma quase sobreposição das curvas até, aproximadamente, à profundidade de 14m. A partir dessa profundidade não existe coincidência porque, obviamente, o “pé” da cortina termina a diferentes profundidades nos três casos.

Do lado escavado, as configurações das curvas são, também, semelhantes, no entanto, as diferenças entre os valores observados para o fim da escavação e para o fim da consolidação aumentam com o crescimento da altura enterrada da parede.

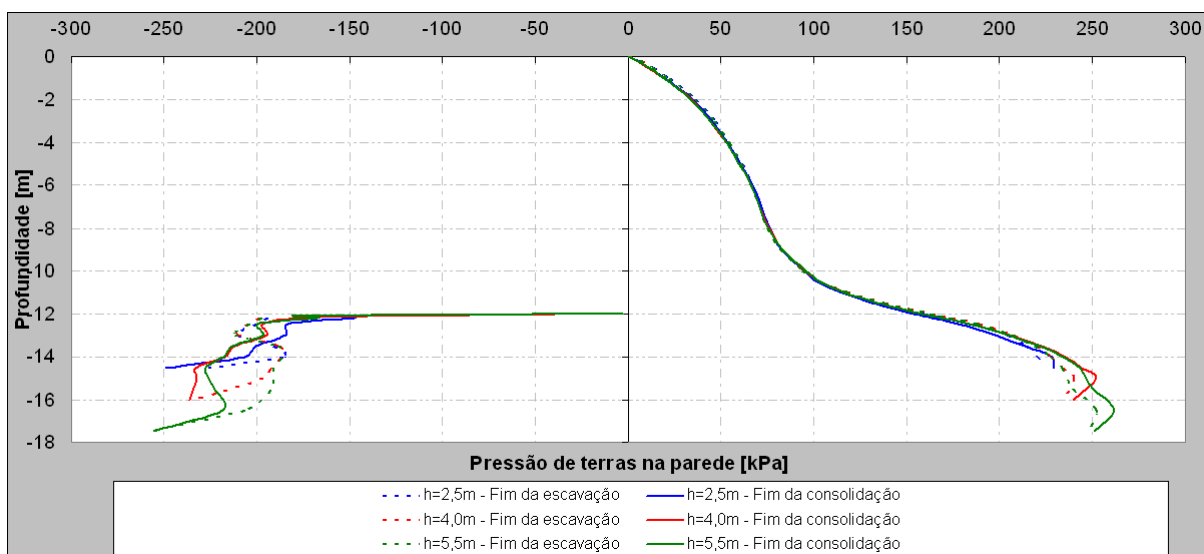


Figura 5.31 – Influência da altura enterrada da cortina na pressão de terras sobre as faces da cortina no final da construção e no final da consolidação

5.4.2.5. Momentos flectores na cortina

Os momentos instalados na cortina no final da construção e no final da consolidação estão representados na figura 5.32.

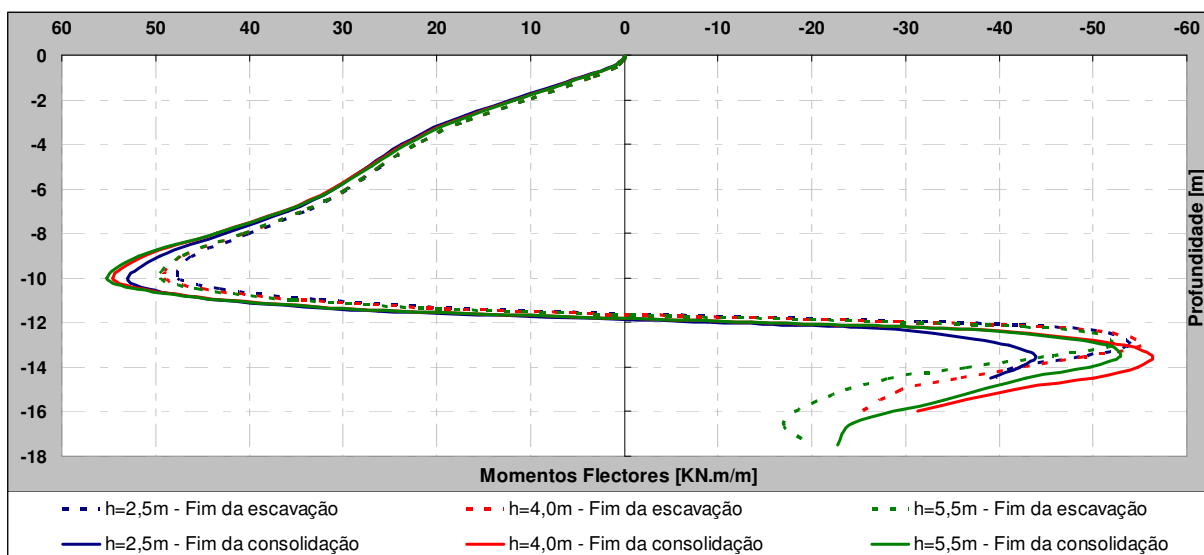


Figura 5.32 – Influência da altura enterrada da cortina sobre o diagrama de momentos flectores no final da construção e no final da consolidação

O valor máximo do momento flector positivo ocorre para a variante $h=5,5$ m, no fim da consolidação, à profundidade de 10 m e tem o valor de 55 kN.m/m; sucede uma ligeira redução com a diminuição da altura enterrada da parede. O fim da consolidação provoca um agravamento deste valor. Ao momento

flector positivo máximo corresponde uma tensão vertical máxima de 361,78 kPa e mínima de -98,17 kPa.

O momento flector negativo máximo ocorre para a variante intermédia ($h=4,0$ m), igualmente no fim da consolidação, à profundidade de 13,5 m, e toma o valor de -56 kN.m/m, ao qual corresponde uma tensão vertical máxima de 459,87 kPa e mínima de -10,93 kPa. Para as variantes $h=4,0$ m e $h=5,5$ m o processo de consolidação agrava o momento flector negativo máximo, por oposição ao que se passa para o problema base; isto deve-se a um menor deslocamento horizontal da cortina naquela zona em consequência da maior altura enterrada (figura 5.38).

5.4.2.6. Compressão na secção vertical da parede

Na figura 5.33 representam-se as compressões na secção vertical da parede (compressão “de arco” na direcção circunferencial) nos pontos médios da parede.

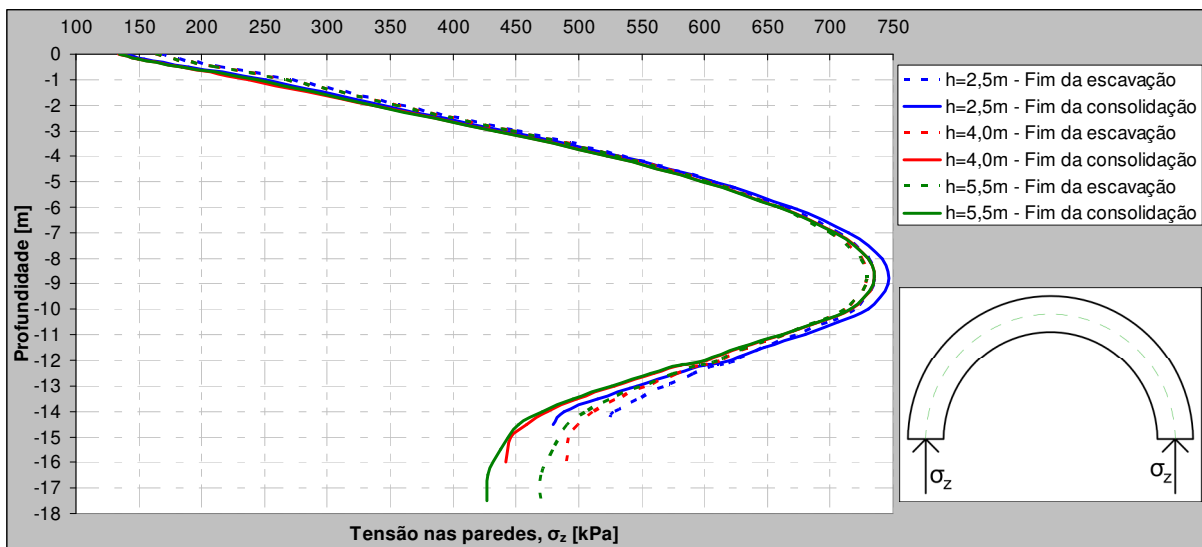


Figura 5.33 – Influência da altura enterrada da cortina na compressão da secção vertical da parede, σ_z no final da escavação e no final da consolidação

A figura permite constatar um pequeno decréscimo (inferior a 2%) do valor máximo da compressão com o aumento da altura enterrada da parede; no entanto, o valor máximo coincide para as duas variantes em estudo ($\sigma_z = 733$ kPa). Raciocinando com base na expressão 4.3, esta proximidade é compreensível, pois o valor da pressão de terras sobre a cortina para a profundidade de 9 m é, aproximadamente, coincidente (83 kPa).

5.4.2.7. Variação das tensões horizontais e verticais da parede de contenção.

Nas figuras 5.34 a 5.37 representam-se a variação dos valores máximo e mínimo da tensão vertical (σ_y) e horizontal (σ_x) da parede de contenção, em função da altura enterrada da parede de contenção.

De forma análoga ao elaborado em 5.2.2.6, a análise das figuras permite concluir que os valores da máxima tensão vertical e horizontal estão algo afastados dos valores de rotura que constam da

bibliografia, para este material e para as tensões vertical e horizontal mínimas, surgem, ainda, valores algo expressivos de tracções, embora, sejam inferiores aos valores usualmente reportados na bibliografia.

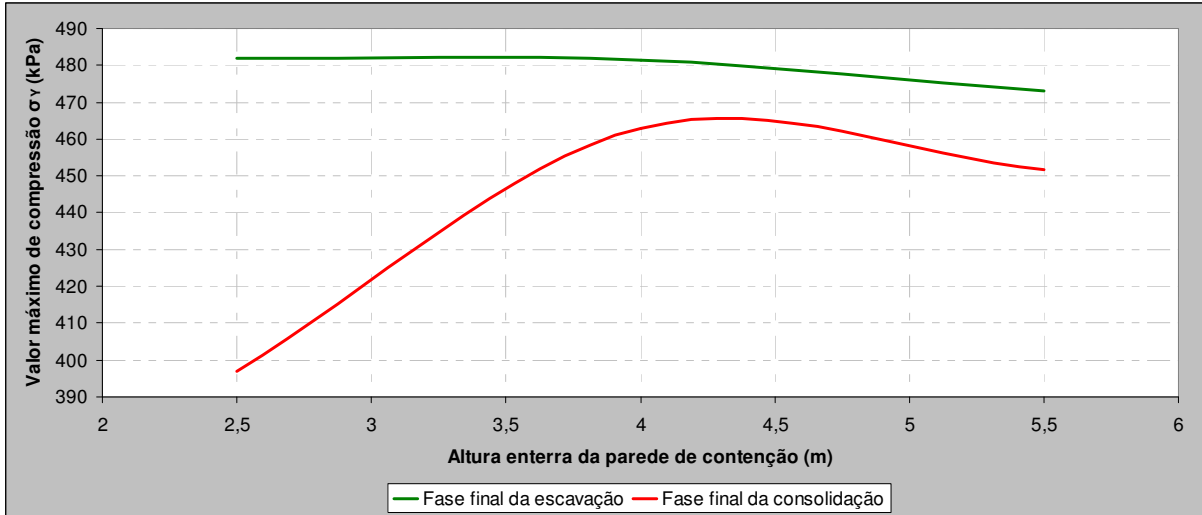


Figura 5.34 – Influência da altura enterrada da cortina na tensão vertical (σ_v) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.34 observa-se uma leve diminuição do valor máximo de compressão com o aumento da altura enterrada da cortina, para o fim da escavação, especialmente a partir dos 4 m. No fim da consolidação verifica-se um aumento deste valor com o crescimento da altura enterrada da cortina, atingindo o valor máximo dos três casos analisados quando a altura enterrada da cortina é 4,0 m.

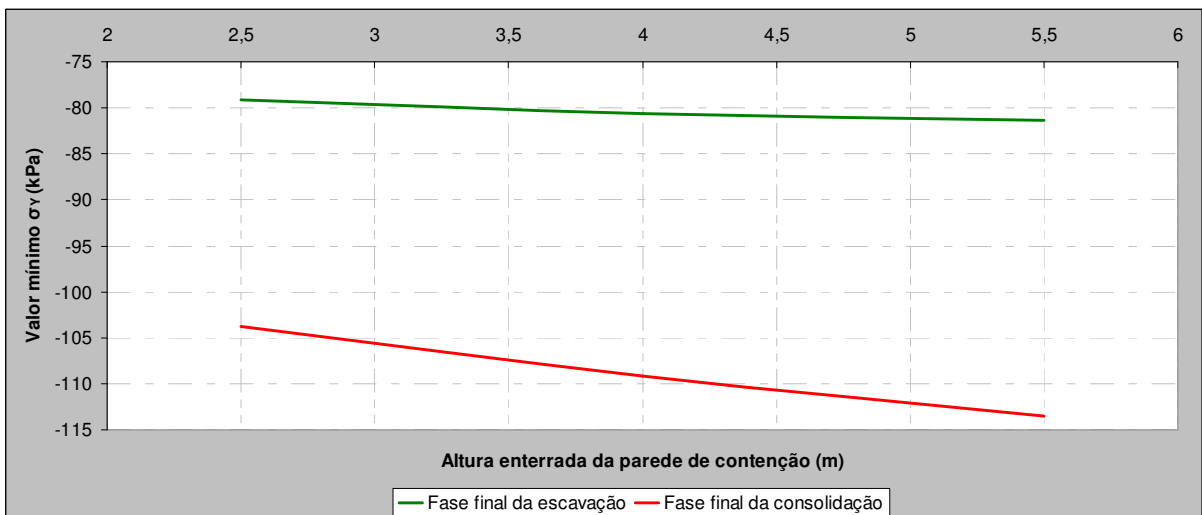


Figura 5.35 – Influência da altura enterrada da cortina na tensão vertical (σ_v) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação

A figura 5.35 permite concluir que o aumento da altura enterrada da parede no fim da escavação leva a uma pequena redução da tensão, no fim da escavação; para o fim da consolidação verifica-se uma diminuição, porém, de forma mais acentuada. Na situação do problema base ocorre um agravamento das tracções de 31%, com o processo de consolidação, enquanto que para $h=5,5$ m surge um agravo de 39%.

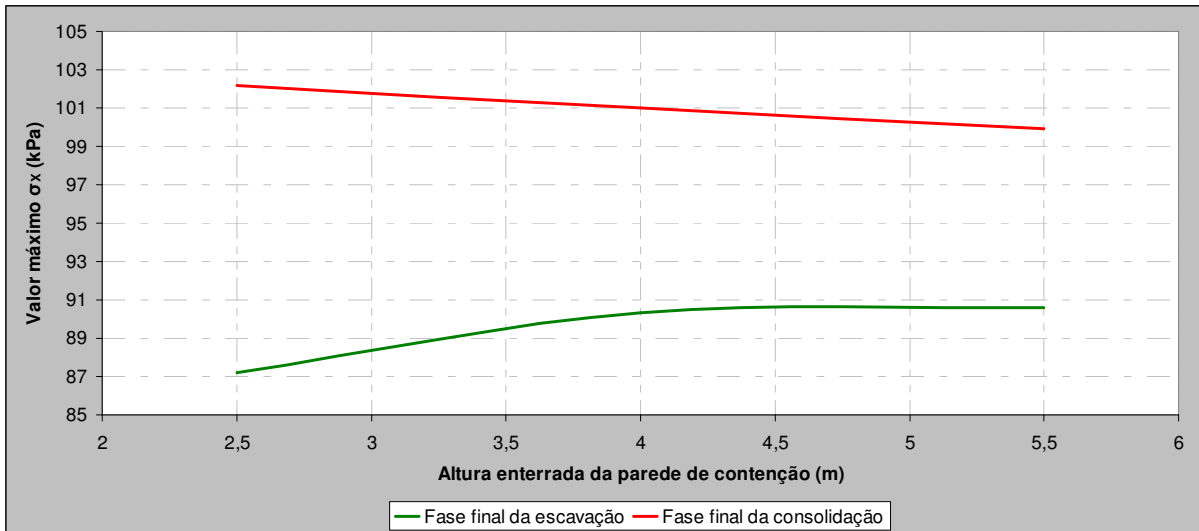


Figura 5.36 – Influência da altura enterrada da cortina na tensão horizontal (σ_x) máxima da parede, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.36, observa-se um aumento da tensão para o final da escavação e uma redução do valor máximo para o fim da consolidação, com o crescimento da altura enterrada da parede, no entanto, esta alteração é pouco significativa pois a variação é inferior a 4 kPa para o fim da escavação e inferior a 2 kPa no fim da consolidação.

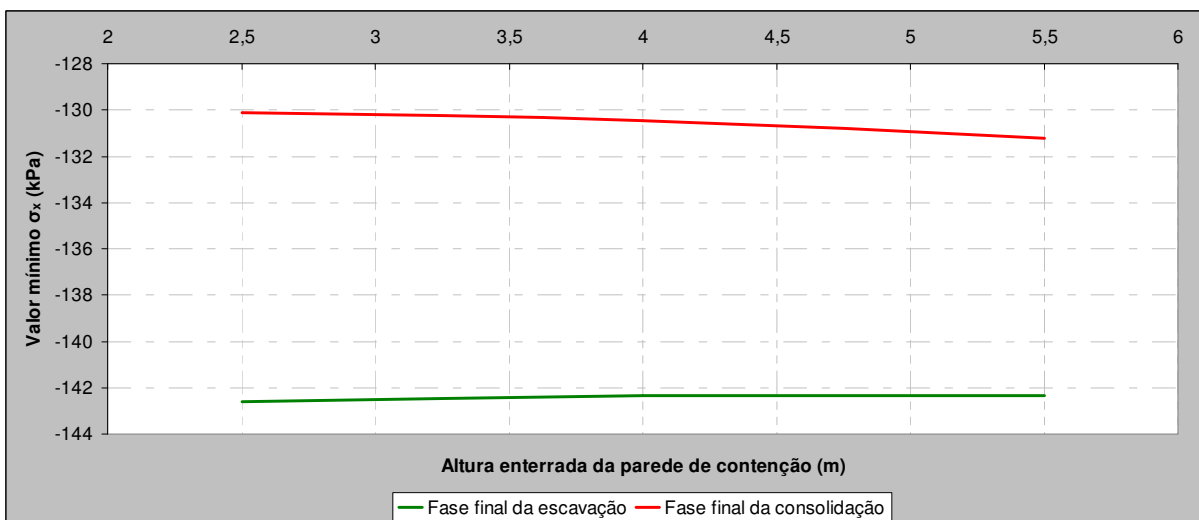


Figura 5.37 – Influência da altura enterrada da cortina na tensão horizontal (σ_x) mínima da parede, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.37 verifica-se que a alteração da altura enterrada da parede não afecta significativamente os valores da tensão horizontal mínima.

5.4.3. DESLOCAMENTOS

Os resultados referentes aos deslocamentos horizontais da cortina estão apresentados na figura 5.38. Quer a curto prazo, quer no fim da consolidação, verifica-se que, para os diferentes cálculos o perfil acaba por coincidir em grande parte do traçado. O deslocamento máximo localiza-se a uma profundidade de 8,5 m, coincidindo para as variantes em estudo e sendo ligeiramente inferior ao do problema base.

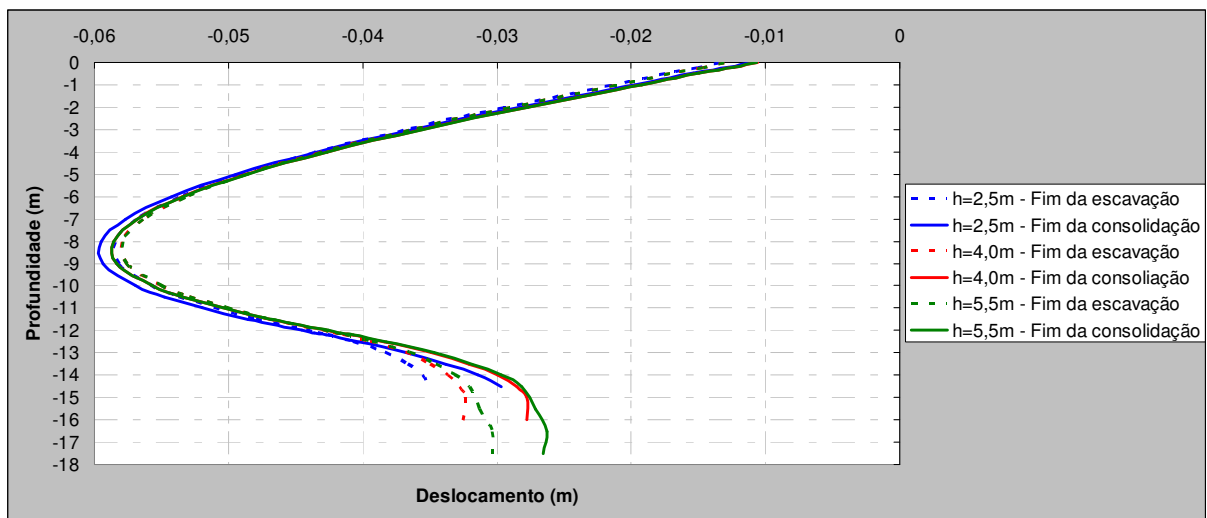


Figura 5.38 – Influência da altura enterrada da cortina sobre os deslocamentos laterais da cortina no final da escavação e no final da consolidação

Da comparação dos resultados referentes aos movimentos da superfície do maciço do lado suportado no final da escavação, conclui-se que as configurações dos movimentos da superfície no final da escavação (figuras 5.39 e 5.40) são idênticas. Relativamente aos assentamentos da superfície durante a consolidação (figura 5.40) os assentamentos da superfície do maciço suportado aumentam, sendo a variação mais expressiva a correspondente à da parede com menor altura enterrada, situação a que estão associadas maiores forças de percolação descendentes (menores distâncias percorridas pela água do lado suportado até ao interior da escavação). No que concerne aos deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado (figura 5.39), a longo prazo, constata-se que as diferenças dos deslocamentos máximos nas fases finais de consolidação e escavação vai igualmente diminuindo com o aumento da altura enterrada da cortina, sendo que, para a variante $h=5,5$ m, este valor na fase de consolidação já é ligeiramente inferior ao mesmo na fase de escavação.

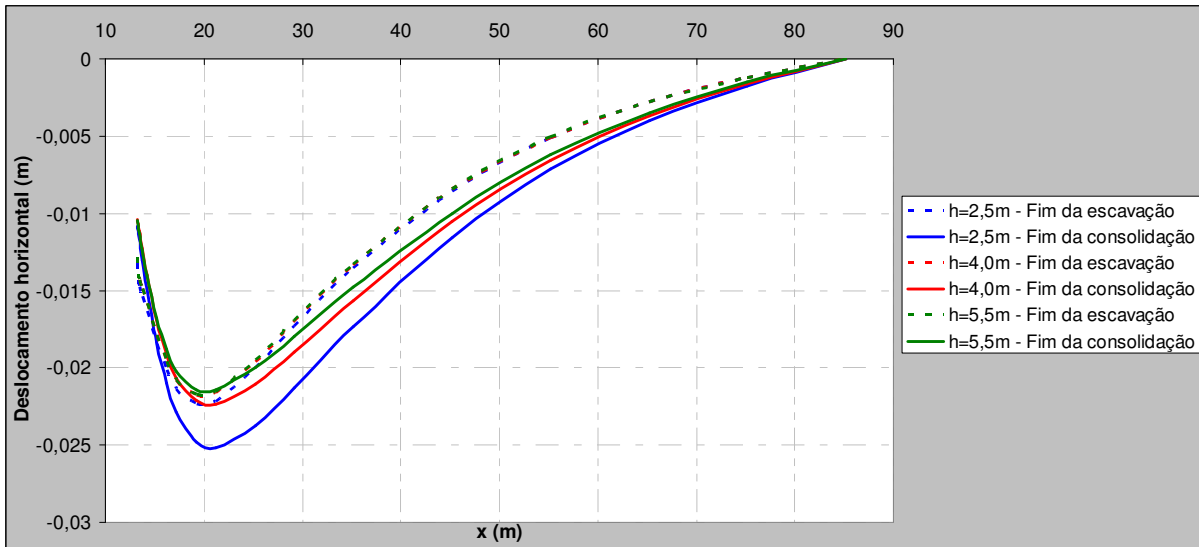


Figura 5.39 – Influência da altura enterrada da cortina sobre os deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado no final da escavação e no final da consolidação

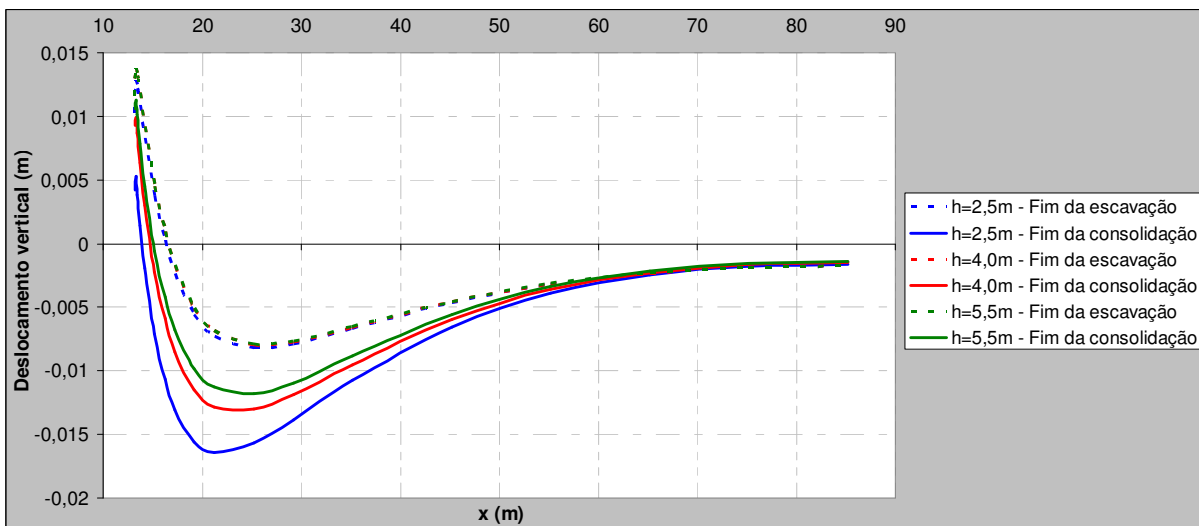


Figura 5.40 – Influência da altura enterrada da cortina sobre os deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado no final da escavação e no final da consolidação

O perfil do levantamento do fundo da escavação (figura 5.41) no final da escavação é semelhante, sendo o movimento mais pronunciado quanto menor for a altura enterrada da cortina. A longo prazo as diferenças são mais significativas, mantendo-se a tendência de menores levantamentos para maiores alturas enterradas da cortina. Esta tendência justifica-se pela existência de maiores tensões de corte (maior comprimento de interação) na interface solo-cortina do lado escavado, que se opõe ao levantamento.

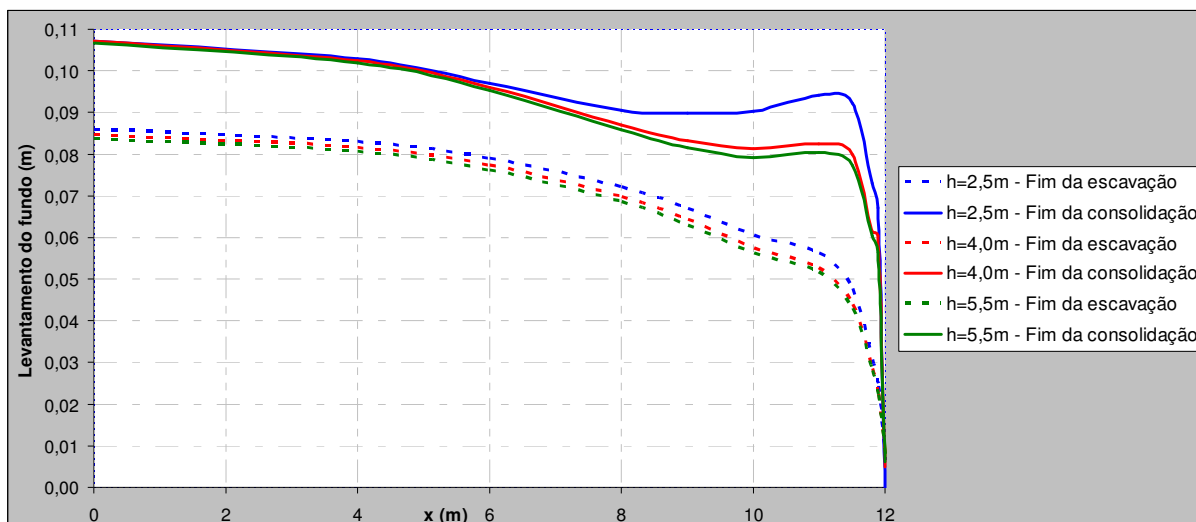


Figura 5.41 – Influência da altura enterrada da cortina sobre o levantamento do fundo da escavação no final da escavação e no final da consolidação

5.5. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO JET-GROUTING

5.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para avaliar a influência do módulo de deformabilidade do material constituinte da parede sobre o comportamento do sistema, efectuaram-se quatro cálculos variantes ao estudo base ($E=150$ MPa) nos quais se considerou o módulo de deformabilidade com os valores 500 MPa, 1500 MPa, 7500 MPa e 18000 MPa.

Como foi visto aquando do estudo base, por se tratar de uma técnica relativamente recente e em virtude das particularidades da própria técnica, cujas características mecânicas são de difícil determinação, os valores das propriedades disponíveis na bibliografia para o jet-grouting são muito variáveis, e em particular o módulo de deformabilidade. Além disso, este tipo de construções pode ser executada com cortinas de diversos materiais. Assim, torna-se relevante analisar o comportamento do sistema para além dos valores do módulo de deformabilidade que caracterizam as colunas de jet-grouting, considerando no estudo valores mais elevados, incluindo valores da ordem de grandeza dos do betão.

Para todas as variantes, os restantes parâmetros que caracterizam a escavação descrita no problema base mantiveram-se constantes.

5.5.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

A deformabilidade do material constituinte da cortina toma especial importância relativamente ao mecanismo de transferência de tensões por efeito de arco. Para que o efeito de arco se materialize é necessário que ocorram deslocamentos diferenciais entre zonas do maciço de forma a se mobilizarem tensões tangenciais. A deformabilidade do material da parede é um parâmetro que tem clara influência sobre os deslocamentos experimentados pela mesma, sendo que quanto maior for a deformabilidade maiores serão os deslocamentos.

5.5.2.1. Excessos de pressão neutra

Na figura 5.42 são apresentados os excessos de pressão neutra para o final da escavação.

Da figura destaca-se uma diminuição do excesso de pressão neutra do lado suportado. Esta diferença deve-se, naturalmente, ao facto de que as paredes mais rígidas, deformando-se menos, aliviam a acção que se transmite para o solo durante a construção, gerando excessos de pressão neutra menores.

Do lado escavado, observa-se um aumento, em valor absoluto, do excesso de pressão neutra negativo principalmente nas camadas a pequena profundidade abaixo da base de escavação. Associado a este fenómeno está o deslocamento horizontal da cortina (figura 5.52); para a situação estudada no problema base, com o decorrer da escavação (e a conseqüente descompressão do maciço escavado), verifica-se, simultaneamente, uma compressão do solo do lado escavado devido ao movimento da parede. À medida que aumenta a rigidez da parede, o deslocamento horizontal da cortina é menor, tornando quase insignificante o efeito de compressão para a variante de maior rigidez.

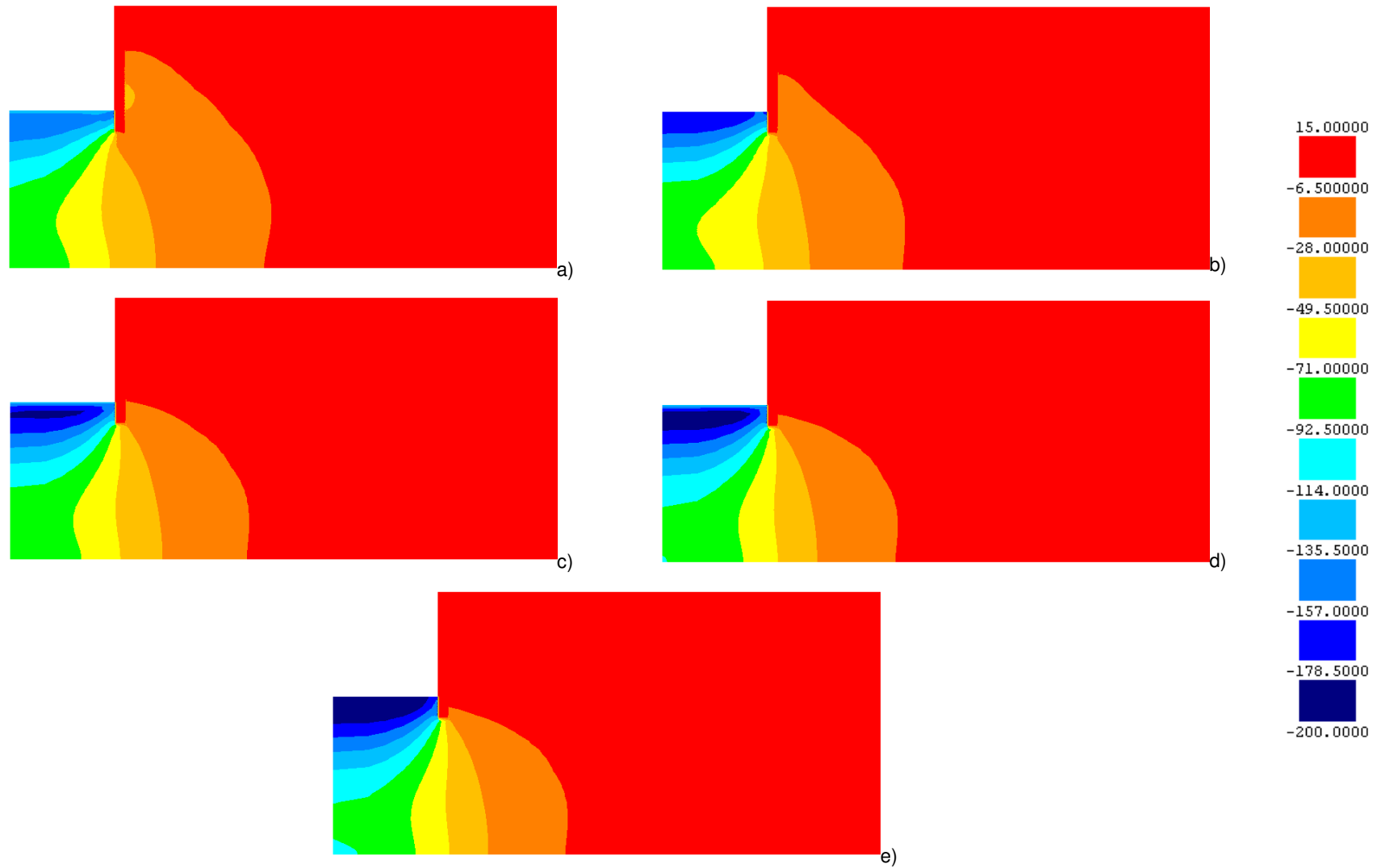


Figura 5.42 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) E=150 MPa; b) E=500 MPa; c) E=1500MPa; d) E=7500 MPa; e) E=18000 MPa

5.5.2.2. Níveis de tensão

Nas figuras 5.43 e 5.44 apresentam-se os mapas de coloração dos níveis de tensão respectivamente para o final da construção e para o final da consolidação.

Da primeira figura, pode-se constatar uma diminuição generalizada dos níveis de tensão com o aumento da rigidez da cortina. Este facto é explicado, naturalmente, como nos casos dos excessos de pressão neutra comentados anteriormente, pelo melhor efeito de contenção das paredes mais rígidas, que alivia os esforços transmitidos ao maciço.

No decurso da consolidação constata-se dois aspectos significativos. Com o aumento de rigidez da parede, diminuem os níveis de tensão do lado suportado – o que está relacionado com os menores excessos de pressão neutra gerados durante a escavação nessa zona – ao passo que do lado escavado, perto da base de escavação, os níveis de tensão aumentam. Este aumento é devido à existência nessa zona, pelas razões atrás comentadas, de excessos de pressão neutra mais elevados no final da construção. A dissipação destes excessos de pressão neutra durante a consolidação determina um maior efeito de descompressão no solo (maior diminuição da tensão média efectiva), obtendo-se consequentemente maiores níveis de tensão.

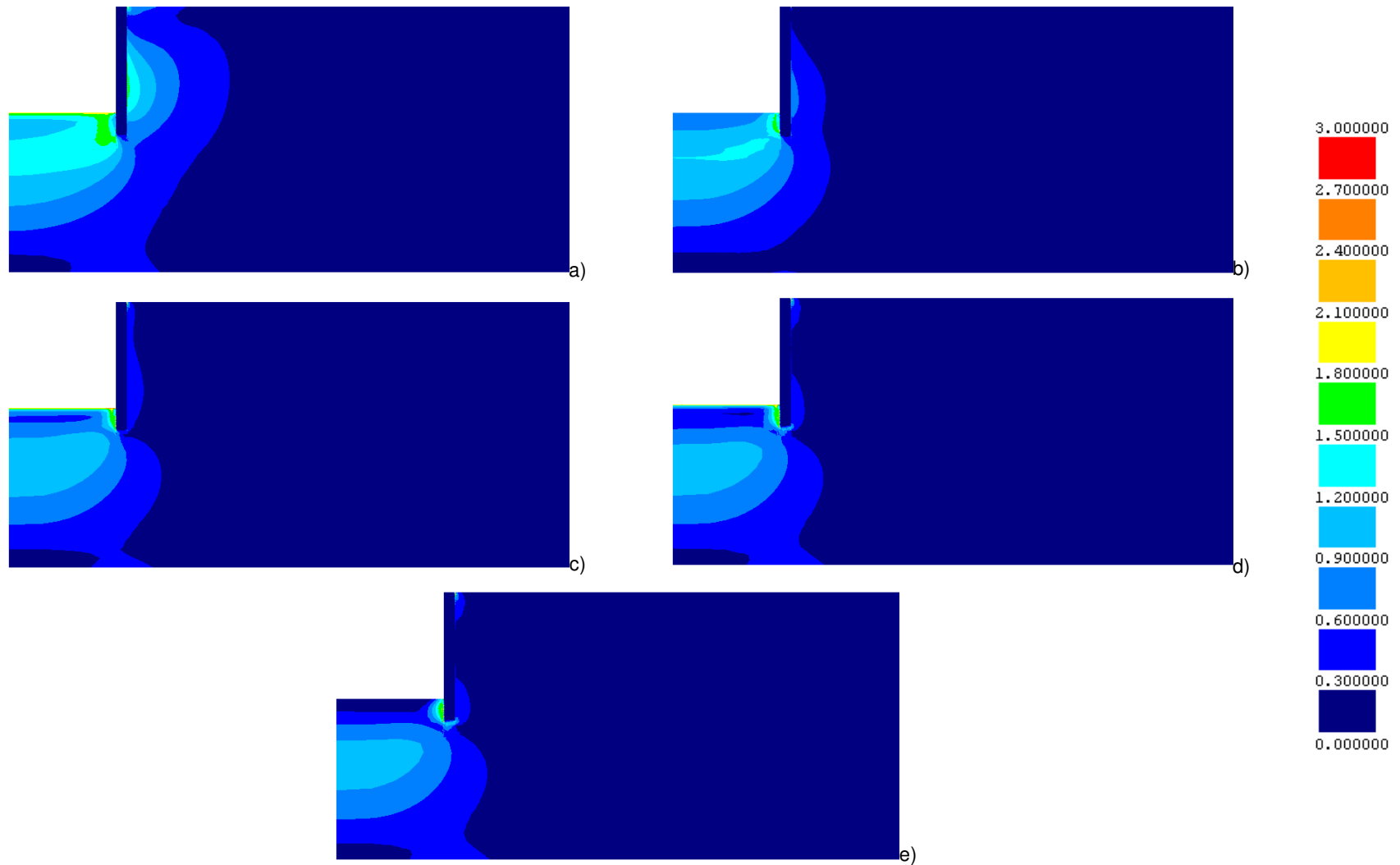


Figura 5.43 – Níveis de tensão no final da escavação: a) E=150 MPa; b) E=500 MPa; c) E=1500MPa; d) E=7500 MPa; e) E=18000 MPa

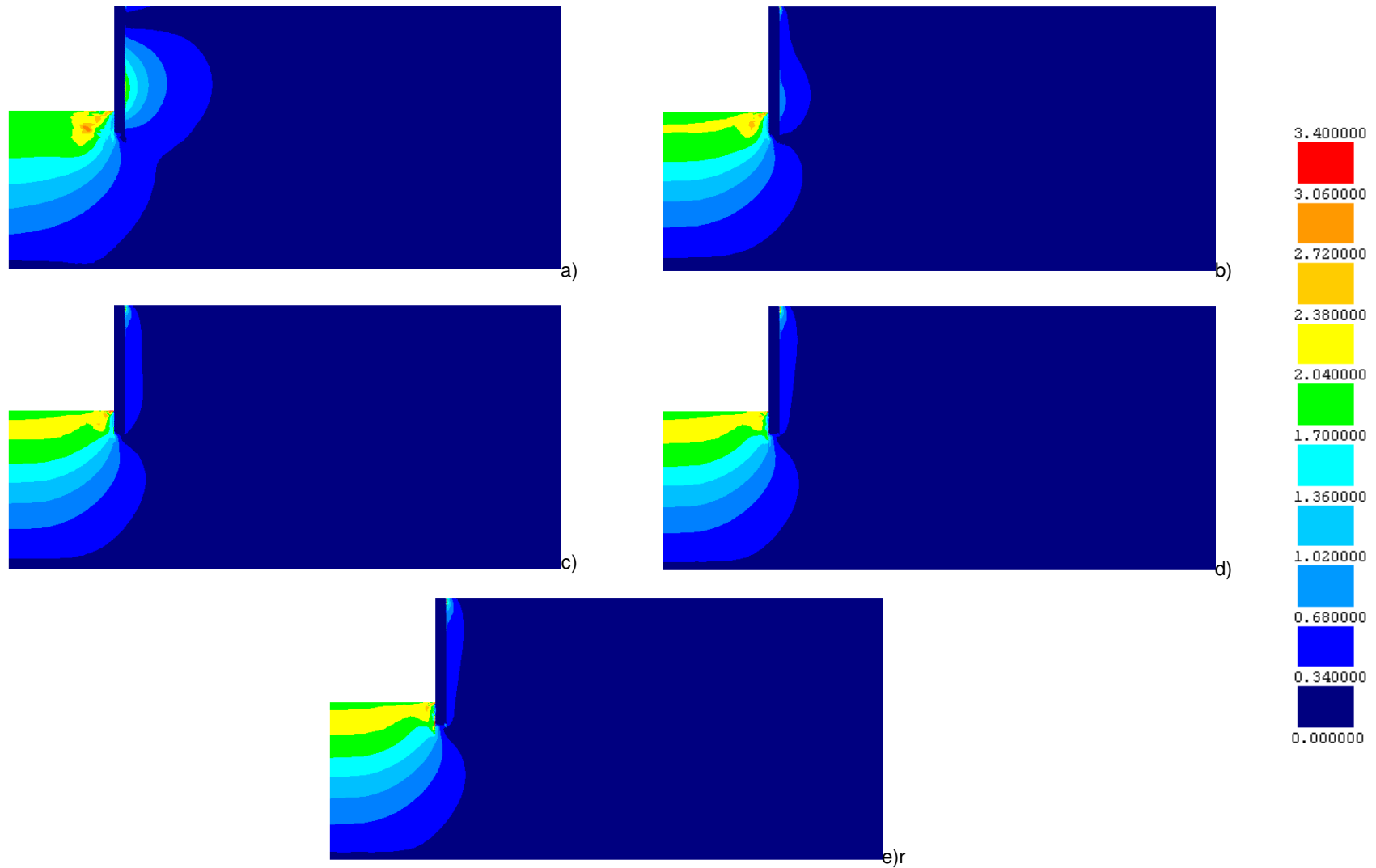


Figura 5.44 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) E=150 MPa; b) E=500 MPa; c) E=1500MPa; d) E=7500 MPa; e) E=18000 MPa

5.5.2.3. Pressão das terras sobre as faces da cortina

Na figura 5.45 representam-se as pressões das terras sobre a cortina para os diferentes cálculos, no final da construção e no final da consolidação.

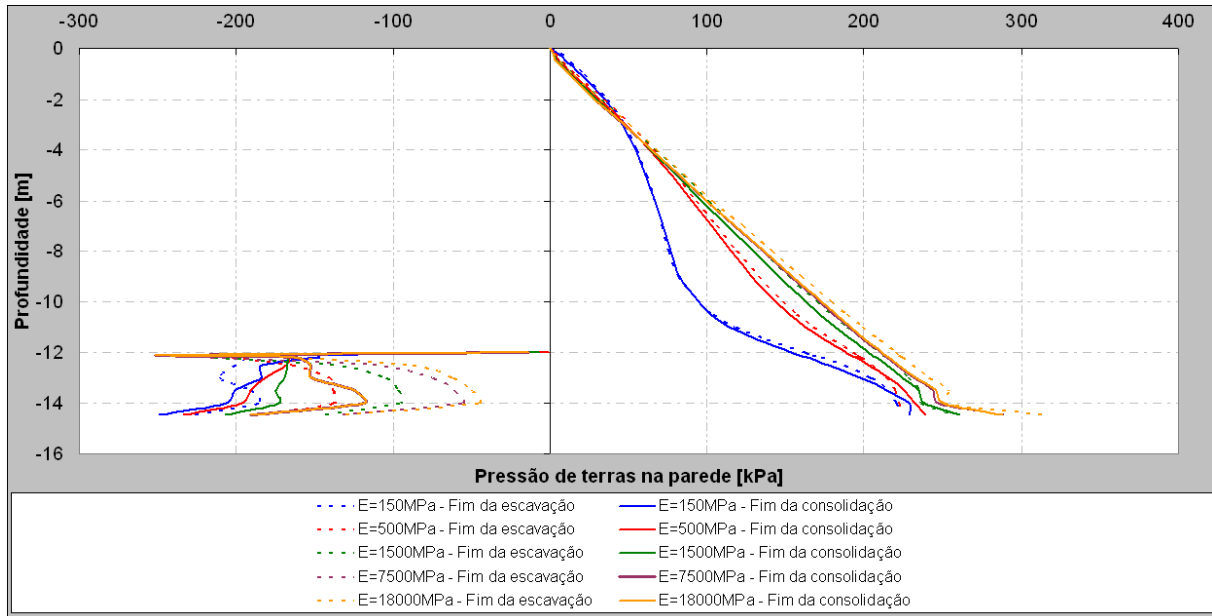


Figura 5.45 – Influência da deformabilidade do material da parede na pressão de terras sobre as faces da cortina no final da construção e no final da consolidação

A análise da figura permite concluir que, do lado suportado, o efeito de arco que se destaca na situação do problema base se esbate à medida que a rigidez da parede aumenta. Verifica-se, também, que os valores da pressão de terras sobre a parede aumentam com a rigidez da cortina, embora, para $E=7500$ MPa e $E=18000$ MPa se observe uma proximidade entre valores. Para estes valores, o diagrama de pressões atrás da cortina assume uma distribuição praticamente triangular, muito próxima do diagrama de tensões em repouso, o que está de acordo com a ordem de grandeza muito baixa registada para os deslocamentos da parede nestes casos (ver figura 5.52).

Do lado escavado, as pressões diminuem com o aumento de rigidez (os seus valores estão mais longe do estado limite passivo), contudo, também deste lado se observa que, a partir de uma determinada rigidez ($E=7500$ MPa), deixa de haver variações significativas dos valores da pressão.

5.5.2.4. Momentos flectores na cortina

Os esforços de flexão na cortina, no final da escavação e no final da consolidação estão representados na figura 5.46.

As principais diferenças verificam-se para o fim da escavação. Nesta fase, com o aumento da rigidez, ocorre uma diminuição do momento positivo e um aumento significativo do momento negativo, reforçando o efeito de encastramento conferido pelo solo sobre a cortina. Associado a esta alteração está a diminuição dos movimentos laterais da cortina motivados pelo aumento da rigidez (figura 5.52)

e as consequentes diferenças de pressões de terra sobre as faces da mesma, como se viu no ponto anterior.

Com o processo de consolidação observa-se um aumento dos momentos positivos enquanto que os momentos flectores negativos decrescem, atenuando o efeito de encastramento verificado.

O valor máximo do momento flector negativo é, aproximadamente -253 kN.m/m para E=18000 MPa, no fim da escavação, ao qual corresponde uma tensão vertical máxima de 1276,76 kPa e mínima de -831,83 kPa. Para este valor da tracção, a parede teria de ser necessariamente armada (betão armado). O valor máximo do momento flector positivo assume um valor de 65 kN.m/m, para E=500 MPa, no fim da consolidação, ao qual corresponde uma tensão vertical máxima de 415,53 kPa e mínima de -121,44 kPa.

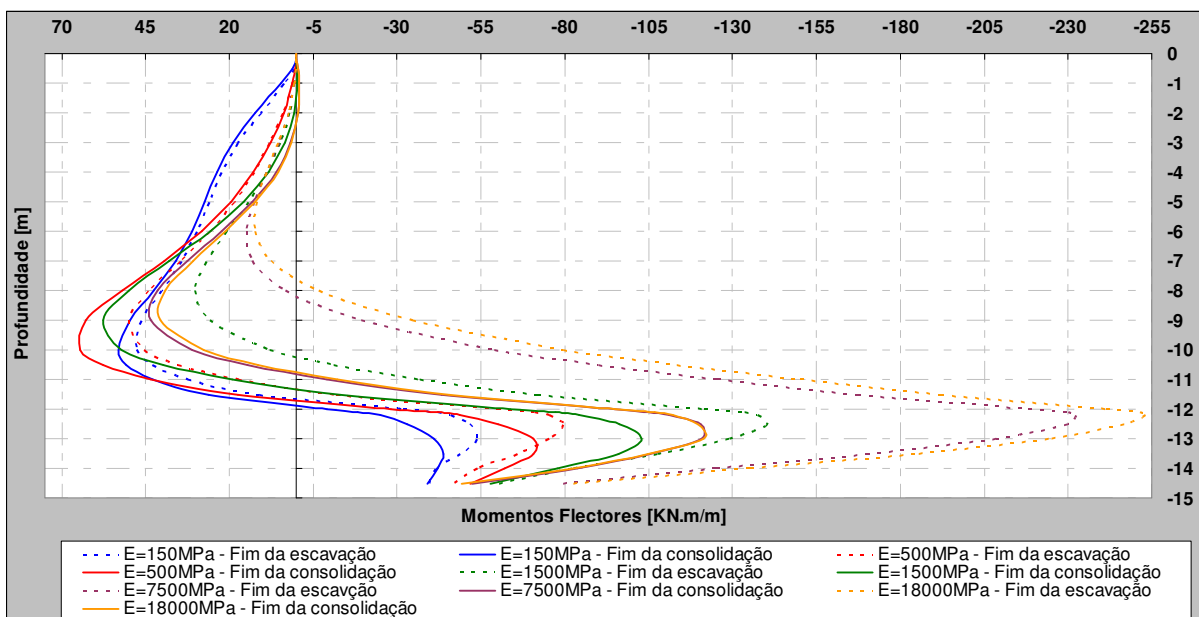


Figura 5.46 – Influência da deformabilidade do material da parede no diagrama de momentos flectores na cortina no final da construção e no final da consolidação

5.5.2.5. Compressão na secção vertical da parede

Relativamente ao esforço de compressão na secção vertical da parede (σ_z), a figura 5.47 apresenta os resultados obtidos após a escavação e no final da consolidação.

Constata-se que a compressão máxima deixa de ocorrer no fim da consolidação, aproximadamente, a um quarto da base de escavação (situação do problema base), e passa a ocorrer no final da escavação, junto ao pé da cortina (variantes estudadas). Este valor é estimado em 746 kPa, 1076 kPa, 1864 kPa, 2806 kPa e 3077 kPa, para um módulo de deformabilidade de 150 MPa, 500 MPa, 1500 MPa, 7500 MPa e 18000 MPa, respectivamente.

Se a parede funciona-se exclusivamente pelo efeito tubular conferido pela sua construção em planta, e sendo o valor da pressão de terras sobre a face da parede, à profundidade 9 m e no final da construção, igual a 132 kPa para E=500 MPa, 152 kPa para E=1500 MPa, 160 kPa para E=7500 MPa e 161 kPa para E=18000 MPa constata-se que (aplicando a expressão 4.3):

- Para E=500 MPa, $\sigma = \frac{132 \times 13,2}{1,2} = 1452 \text{ kPa}$;
- Para E=1500 MPa, $\sigma = \frac{152 \times 13,2}{1,2} = 1672 \text{ kPa}$;
- Para E=7500 MPa, $\sigma = \frac{160 \times 13,2}{1,2} = 1760 \text{ kPa}$;
- Para E=18000 MPa, $\sigma = \frac{161 \times 13,2}{1,2} = 1771 \text{ kPa}$.

Assim, comparando este valor com o máximo observado pela figura 5.47, conclui-se que o efeito tubular neste cálculos, à profundidade de 9 m, é responsável por, aproximadamente, 70% da resistência à pressão exercida pelas terras do lado suportado.

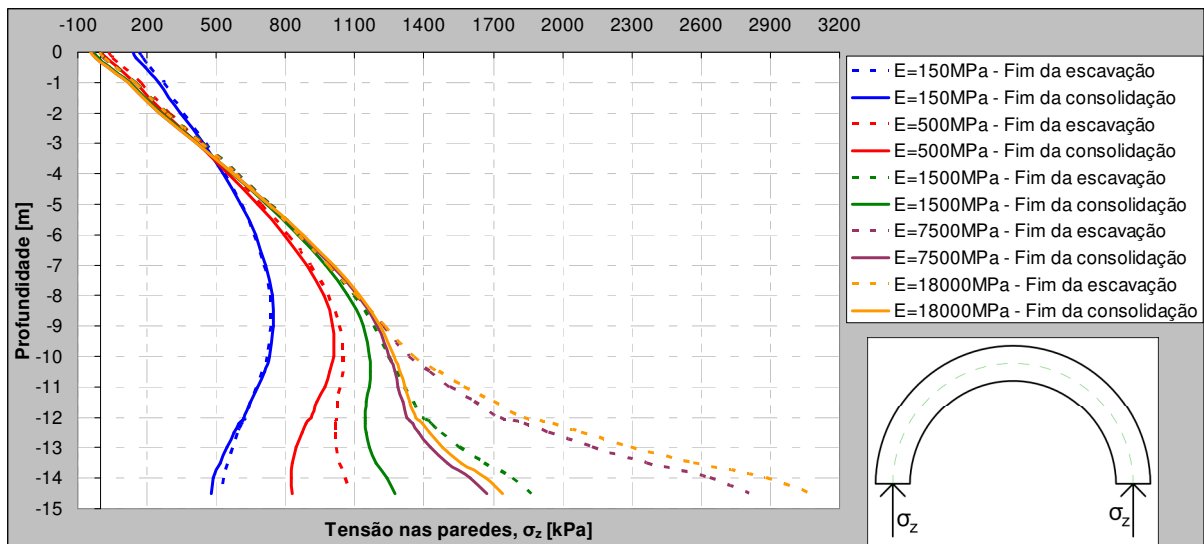


Figura 5.47 – Influência da deformabilidade do material da parede na compressão da secção vertical da parede no final da construção e no final da consolidação

5.5.2.6. Variação das tensões horizontais e verticais da parede de contenção.

Nas figuras 5.48 a 5.51 representam-se a variação dos valores máximo e mínimo da tensão vertical (σ_y) e horizontal (σ_x) da parede de contenção, em função do módulo de deformabilidade do material que forma a parede de contenção.

A observação das figuras torna fundamental que se recorde que os valores mais elevados do módulo de deformabilidade implicam a execução da cortina com armaduras, nomeadamente, em betão armado.

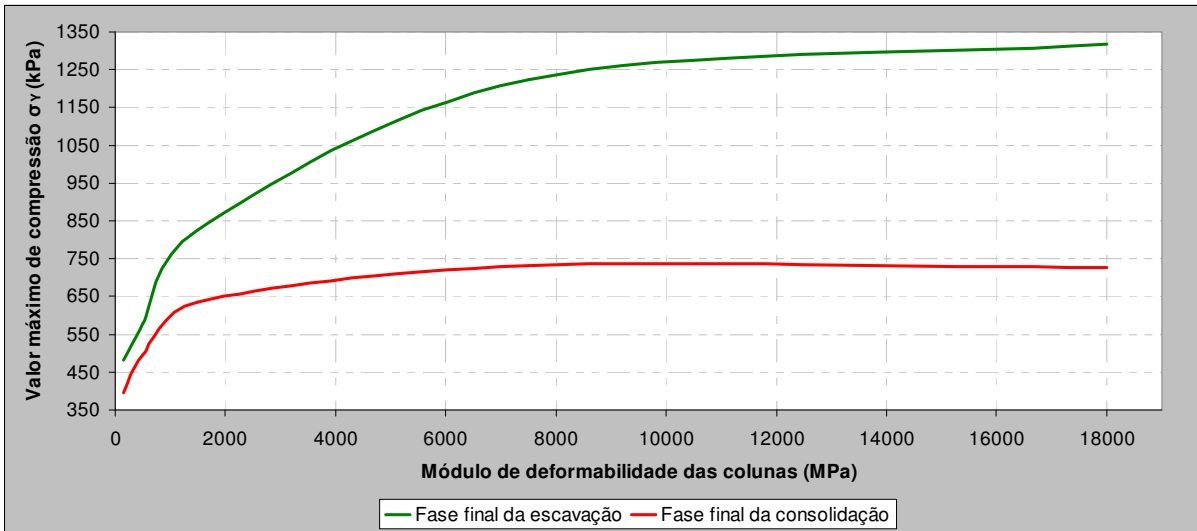


Figura 5.48 – Influência do módulo de deformabilidade do material da parede na tensão vertical (σ_y) máxima da cortina, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.48 observa-se um decréscimo das tensões verticais da fase final da escavação para o fim da consolidação, tornando-se mais expressivo para valores superiores do módulo de deformabilidade; no entanto, a partir de $E=7500$ MPa essa diferença mantém-se, aproximadamente, constante.

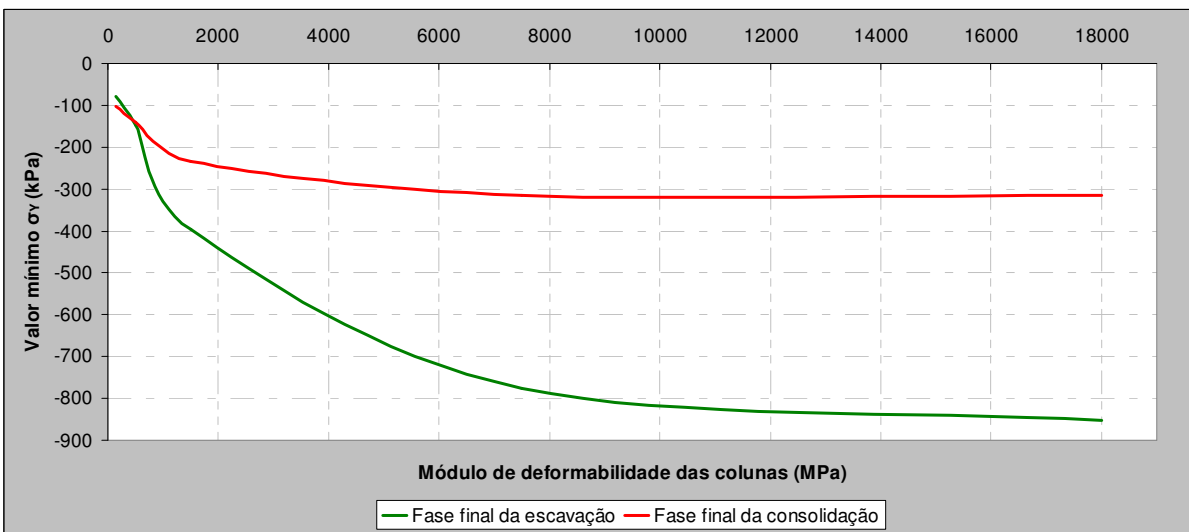


Figura 5.49 – Influência do módulo de deformabilidade do material da parede na tensão vertical (σ_y) mínima da cortina, no final da escavação e no final da consolidação

A figura 5.49 permite constatar, para valores superiores do módulo de deformabilidade, uma forte atenuação das trações instaladas na cortina com o processo de consolidação (37% do valor verificado para o fim da escavação para um valor de $E=18000$ MPa). Porém, uma vez que a parede, independentemente de ser definitiva ou provisória, terá que ser dimensionada para resistir às trações na fase de escavação, a execução da parede não dispensa armaduras. Para cortinas mais deformáveis, a

diferença entre o fim da escavação e o fim da consolidação é pouco importante, embora se verifiquem valores algo elevados.

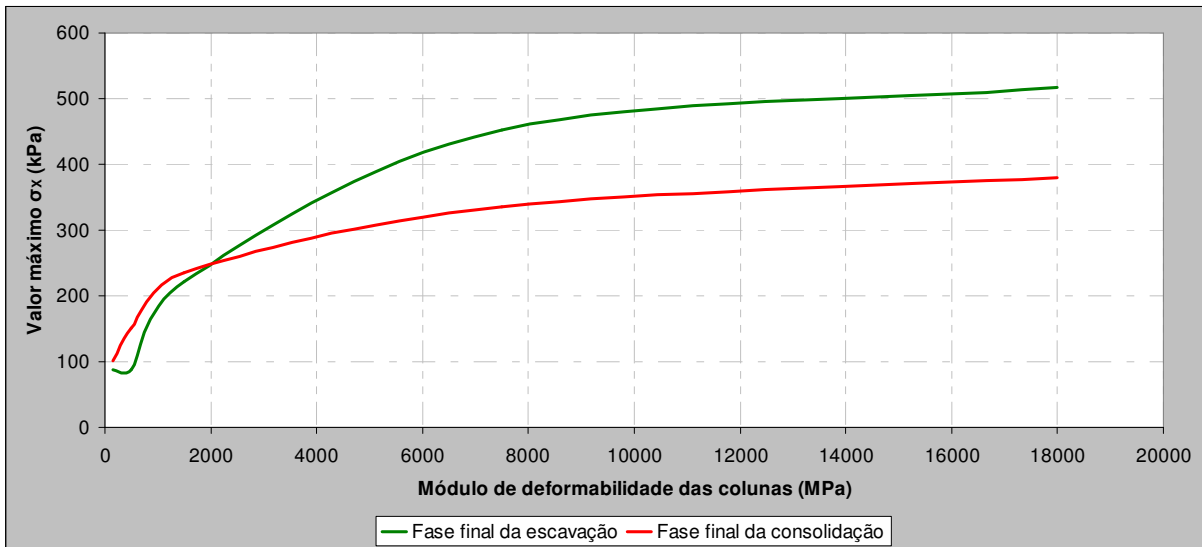


Figura 5.50 – Influência do módulo de deformabilidade do material da parede na tensão horizontal (σ_x) máxima da cortina, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.50, constata-se que para cortinas mais deformáveis, o processo de consolidação agrava o valor das tensões, enquanto que para cortinas mais rígidas os valores maiores aparecem no fim da escavação.

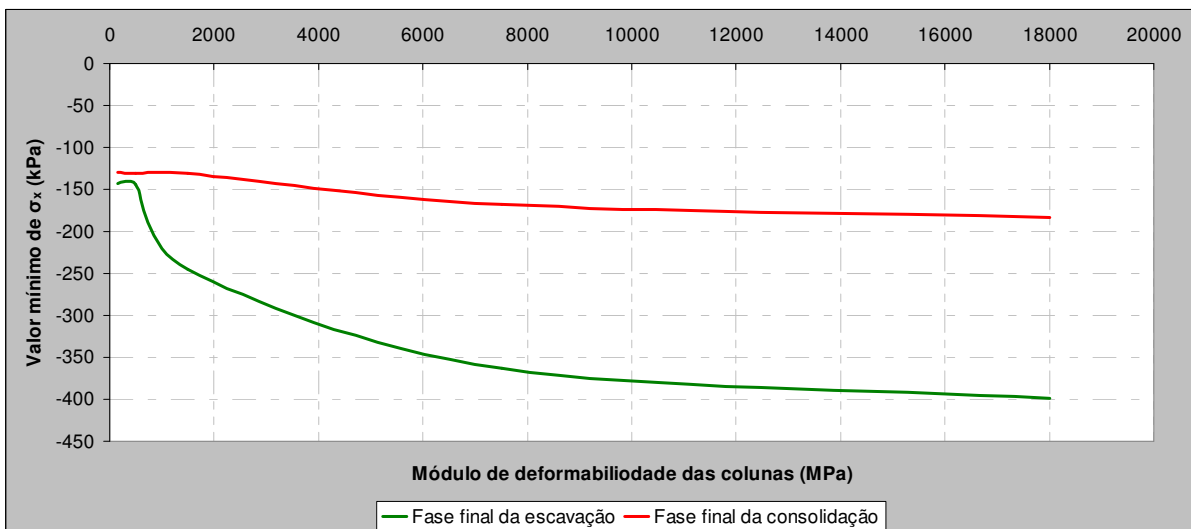


Figura 5.51 – Influência do módulo de deformabilidade do material da parede na tensão horizontal (σ_x) mínima da cortina, no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.51 verifica-se um aumento, em valor absoluto, das tensões, com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas, com realce para o fim da escavação. No final da consolidação, a variação

de comportamento que se verifica entre colunas mais deformáveis e colunas mais rígidas é cerca de 50 kPa.

5.5.3. DESLOCAMENTOS

Os deslocamentos horizontais da cortina para as diversas variantes são apresentados na figura 5.52. A comparação dos resultados permite constatar uma diminuição significativa dos movimentos laterais da parede. Para valores do módulo de deformabilidade inferiores (menor rigidez) o gráfico apresenta uma curvatura mais acentuada, existindo como que uma rotação em torno de um ponto situado abaixo da base de escavação; no caso de valores do módulo de deformabilidade mais elevados (maior rigidez) a configuração é diferente, apresentando o máximo deslocamento na base da cortina. Em relação ao comportamento diferido no tempo, a tendência obtida nas diferentes variantes é idêntica, verificando-se uma ligeira diminuição do deslocamento horizontal máximo da cortina.

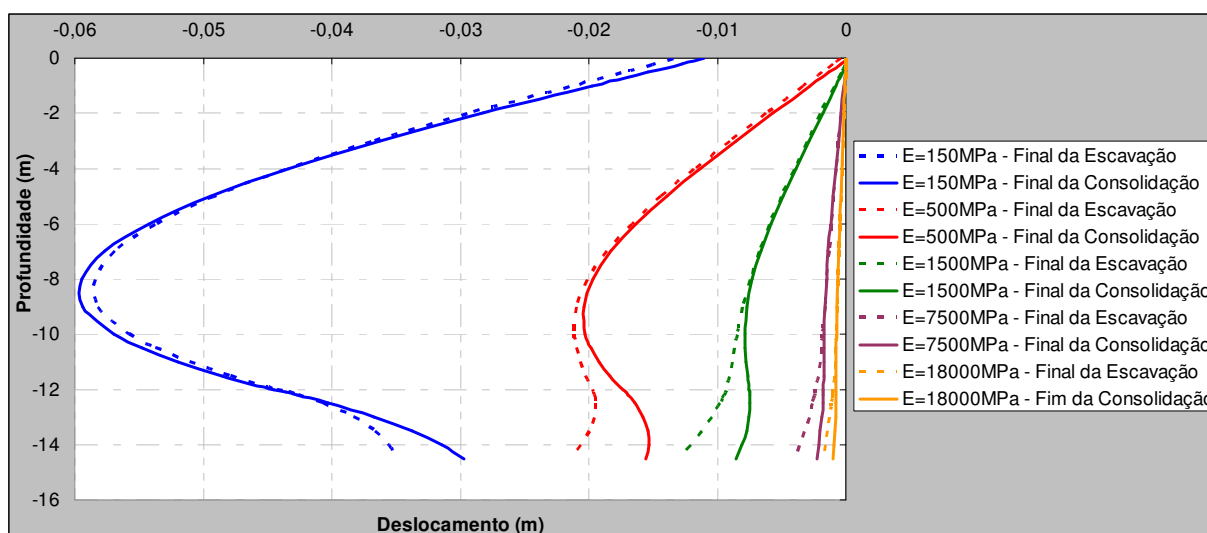


Figura 5.52 – Influência da deformabilidade do material da parede sobre os deslocamentos laterais da cortina no final da construção e no final da consolidação

Os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do maciço do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação estão ilustrados nas figuras 5.53 e 5.54. Em ambos os casos, assiste-se a uma diminuição do deslocamento com o aumento da rigidez da cortina, embora a influência da variação do módulo de deformabilidade do material que forma a cortina se manifeste de modo mais expressivo sobre os deslocamentos horizontais do que sobre os deslocamentos verticais. Relativamente aos movimentos horizontais da superfície pode-se ainda observar um deslocamento no sentido positivo para as variantes em estudo, o qual não se verifica para a situação do problema base; a esta questão associa-se o facto de não ocorrerem deslocamentos horizontais no topo da cortina para as ocorrências referidas. Relativamente ao comportamento diferido no tempo, a tendência corresponde, em geral, a um agravamento dos movimentos da superfície. Os gráficos permitem também deduzir que a partir de um certo valor do módulo de deformabilidade os movimentos da superfície não variam significativamente, isto porque se verifica uma redução das diferenças entre curvas à medida que a rigidez aumenta, verificando-se ainda uma sobreposição das curvas para valores do módulo de deformabilidade de 7500 MPa e 18000 MPa.

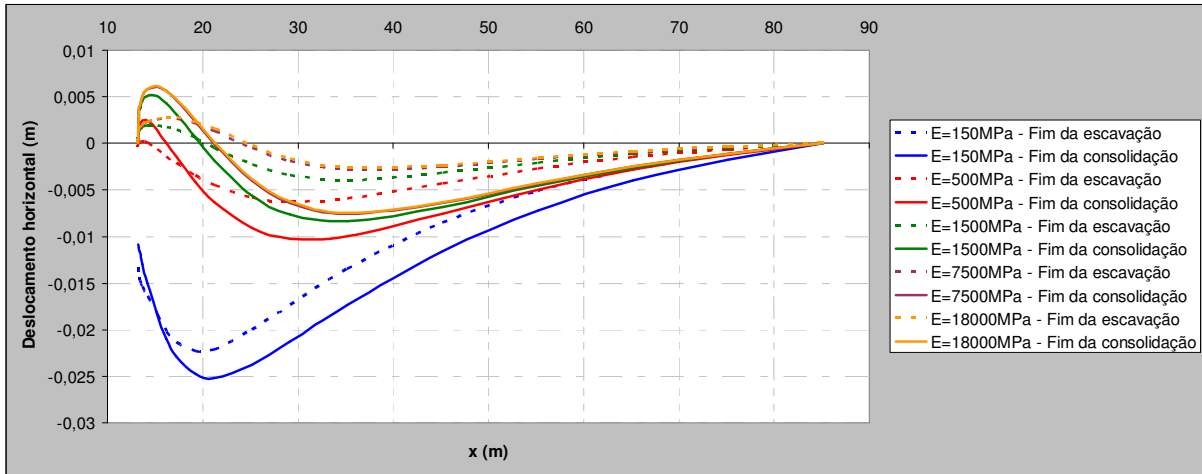


Figura 5.53 – Influência da deformabilidade do material da parede sobre os deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado no final da construção e no final da consolidação

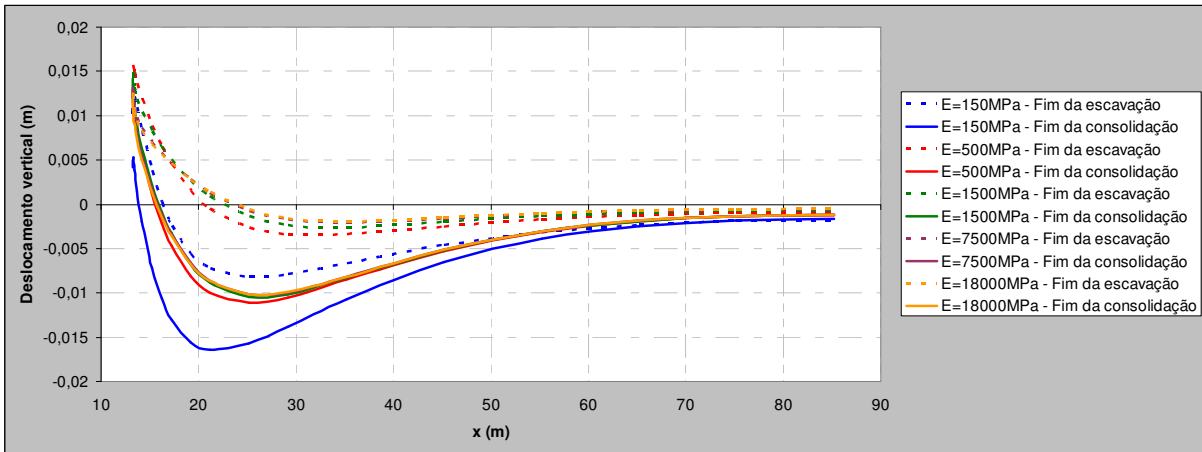


Figura 5.54 – Influência da deformabilidade do material da parede sobre os deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado no final da construção e no final da consolidação

Na figura 5.55 encontram-se representados os levantamentos do fundo da escavação. A curto prazo, o aumento do módulo de deformabilidade da cortina, ao minimizar os deslocamentos horizontais da mesma, minimiza também os levantamentos imediatos do fundo da escavação. A longo prazo, junto ao plano de simetria, o levantamento do fundo de escavação é maior no caso em que se considerou maior módulo de deformabilidade. Este facto é justificado tendo em conta os maiores excessos de pressão neutra gerados durante a escavação como se viu anteriormente (figura 5.42). Quanto maiores forem estes excessos de pressão neutra, maior será o levantamento do fundo da escavação devido à consolidação. Deste modo, embora a curto prazo os levantamentos do fundo sejam distintos consoante a rigidez considerada para a cortina, a longo prazo esta diferença tende a atenuar-se.

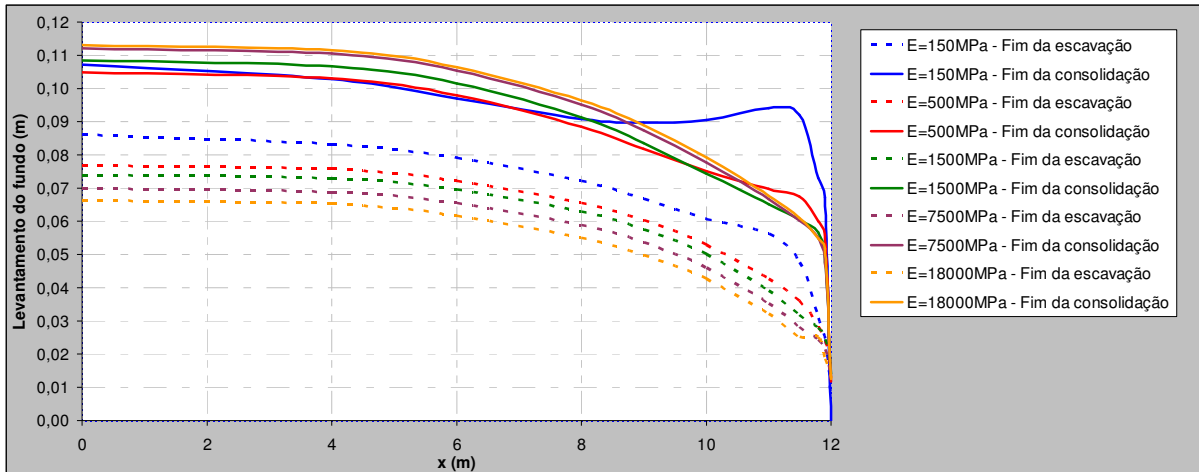


Figura 5.55 – Influência da deformabilidade do material da parede sobre os levantamentos do fundo da escavação no final da construção e no final da consolidação

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar este trabalho, com o qual se pretendeu contribuir para o aprofundamento da compreensão dos fenómenos associados à execução de escavações cilíndricas recorrendo a paredes autoportantes de jet-grouting em solos argilosos sobreconsolidados, entende-se ser pertinente tecer algumas considerações finais e apontar algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Foi feita uma apresentação dos fundamentos associados a poços de contenção circulares e elípticos. A abordagem a esta questão teve como base casos de obra bem documentados, assim como análises teóricas simples que permitem interpretar alguns fenómenos envolvidos. De forma idêntica, apresentaram-se os fundamentos associados à técnica de melhoria de solos jet-grouting.

Foram realizadas algumas modelações numéricas recorrendo a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos que incorpora modelos constitutivos adequados à análise do comportamento deste tipo de obras geotécnicas, tendo como objectivo a compreensão do comportamento global das escavações cilíndricas, suportadas por paredes de jet grouting, em solos argilosos sobreconsolidados. Com o intuito de analisar os fenómenos inerentes à geração e à posterior dissipação dos excessos de pressão neutra, o modelo utilizado baseia-se numa formulação acoplada das equações de equilíbrio e escoamento tendo em conta as relações constitutivas do solo em termos de tensões efectivas. Para a simulação numérica do solo adoptou-se um modelo baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo $p-q-\theta$).

Aplicou-se o modelo a uma escavação idealizada num maciço argiloso sobreconsolidado e analisou-se a evolução das principais grandezas desde o início do processo construtivo até à total dissipação dos excessos de pressão neutra. O efeito da escavação foi analisado em relação ao estado de tensão do maciço envolvente (variação das tensões totais, efectivas e pressões intersticiais), movimentos induzidos e esforços na estrutura de suporte, tanto durante o processo construtivo como após a conclusão da obra.

A análise do problema base permite retirar uma série de conclusões.

No que respeita aos excessos de pressão neutra destaca-se que:

- Em todas as fases de escavação geram-se excessos de pressão neutra negativos que crescem à medida que a profundidade de escavação aumenta, devido à diminuição da pressão média total associada ao processo de escavação, com especial destaque para a zona subjacente à escavação, pois é nessa zona que se verifica a maior diminuição da tensão média total;
- Com o processo de consolidação ocorre uma diminuição dos excessos de pressão neutra negativos do lado escavado, enquanto que do lado suportado as pressões diminuem,

nomeadamente abaixo do nível da base de escavação, embora as variações neste lado sejam menores;

- Ao fim de 6 meses, os excessos de pressão neutra já se dissiparam em grande parte do maciço.

Relativamente aos níveis de tensão conclui-se que:

- Os níveis de tensão (SL) aumentam mais em zonas mais próximas da base de escavação e nas zonas em redor da cortina, aumentando também no decurso da escavação;
- SL assume valores superiores a 1 nas zonas mais esforçadas do maciço, em particular junto à cortina do lado escavado, o que corresponde a estados de tensão na vizinhança da resistência de pico;
- No decurso da consolidação, os níveis de tensão aumentam sob a base de escavação, nas proximidades da cortina, em consequência do decréscimo da tensão média efectiva nessa zona durante a consolidação.

A observação das figuras correspondentes aos deslocamentos permite inferir o seguinte:

- Os deslocamentos horizontais da cortina assumem particular significado um pouco acima da base de escavação, verificando-se, naturalmente, um aumento da curvatura da cortina à medida que se processa a escavação; com a consolidação ocorre um ligeiro aumento do deslocamento máximo, enquanto que na parte inferior da cortina ocorre uma diminuição devido ao aumento do volume do solo do lado escavado (diminuição das tensões horizontais e verticais efectivas);
- Evidencia-se uma forte relação entre os movimentos verticais da superfície do lado suportado com os deslocamentos horizontais da parede; com a consolidação verifica-se um aumento dos assentamentos devido ao estabelecimento de um regime de escoamento permanente de água com o sentido descendente no lado suportado;
- Durante a escavação observa-se um levantamento progressivo da base de escavação, com maior relevo na zona central da escavação, e menor junto à parede, devido às tensões tangenciais mobilizadas na interface solo-cortina, aumentando com o processo de consolidação.

Concluiu-se também que:

- A evolução das pressões exercidas pelo solo suportado sobre a cortina permite um reconhecimento de efeito de arco, com uma diminuição geral das pressões na zona correspondente aos maiores deslocamentos da parede, tendendo o maciço para o estado limite activo; do lado escavado as pressões diminuem devido à descompressão do maciço no lado escavado;
- Verifica-se que surgem tracções na parede com algum significado, no decorrer da escavação, embora sejam inferiores aos valores da resistência à tracção do jet-grouting;
- Verifica-se uma consonância entre as compressões na secção vertical da parede (compressão axial na direcção circunferencial) com os deslocamentos, sendo o “efeito tubular” o mecanismo de funcionamento principal da parede na zona dos deslocamentos mais elevados; a parede funciona também à flexão na direcção vertical, embora este efeito seja significativamente menos importante que o primeiro.

Efectuou-se também um estudo paramétrico, o qual permitiu avaliar a influência de alguns parâmetros na resposta do sistema estrutural de contenção-maciço. As principais conclusões retiradas desse estudo são:

- O diâmetro da escavação influencia de forma determinante os deslocamentos do maciço; à medida que diminui o diâmetro da escavação, diminui a geração dos excessos de pressão neutra negativos, devido ao melhor efeito de contenção da parede; à medida que aumenta o diâmetro de escavação, aumenta a área do solo em que existe crescimento do nível de tensão durante a construção, quer do lado suportado, quer do lado escavado (para maiores profundidades) o que se deve, naturalmente, ao menor efeito de contenção da parede para diâmetros de escavação maiores; as pressões de terra na parede aumentam à medida que o diâmetro diminui o que se deve à diferente magnitude do efeito de arco no solo nos diferentes cálculos; este efeito é mais significativo para escavações com maior diâmetro uma vez que são estas que apresentam maiores deslocamentos (o funcionamento em arco da parede na direcção circunferencial é, obviamente, menos bem conseguido para maiores diâmetros de escavação); os valores máximos do momento flector negativo e positivo ocorrem para a situação do problema base, sucedendo uma diminuição, em valor absoluto, com a redução do diâmetro; para o menor diâmetro de escavação continuam a surgir esforços de tracção, embora com ordens de grandeza inferiores às do problema base; existe uma diminuição generalizada da tensão de compressão na secção vertical (compressão de arco na direcção circunferencial) à medida que o diâmetro da escavação diminui facto que se deve, naturalmente, à diminuição do raio da escavação; os deslocamentos horizontais da parede tendem a aumentar com o aumento do diâmetro de escavação; os deslocamentos do maciço são maiores para diâmetros de escavação maiores.
- A espessura da parede influencia as pressões de terra na face, do lado suportado, da parede, aumentando à medida que a espessura da parede aumenta, o que é devido à existência de menor efeito de arco no solo, em consequência da maior rigidez da parede; quanto menor é a espessura da parede, maior é a importância do “efeito tubular”; os deslocamentos horizontais da cortina tendem a aumentar com o decréscimo da espessura da parede, assim como os deslocamentos do maciço.
- Verifica-se um ligeiro agravamento do nível de tensão na zona junto ao pé da cortina, no lado suportado, com o aumento da altura enterrada da parede; as pressões de terra e os deslocamentos horizontais da cortina são idênticos para qualquer valor deste parâmetro; este parâmetro tem uma influência pouco significativa no desempenho da estrutura devido ao funcionamento “tubular” da parede (funcionamento em arco na direcção circunferencial) que corresponde ao principal mecanismo estrutural neste tipo de obras.
- Relativamente ao módulo de deformabilidade do jet-grouting, verifica-se uma diminuição do excesso de pressão neutra do lado suportado com o aumento do valor deste parâmetro, devido ao facto de que as paredes mais rígidas, deformando-se menos, aliviam a acção que se transmite para o solo durante a construção, do lado escavado; aumentando a rigidez da parede, observa-se um aumento, em valor absoluto, do excesso de pressão neutra negativo, principalmente nas camadas a pequena profundidade, abaixo da base de escavação, que está associado ao menor deslocamento horizontal da cortina nessa zona; à medida que aumenta a rigidez da parede, o deslocamento horizontal da cortina é menor, tornando quase insignificante o efeito de compressão para a variante de maior rigidez; constata-se uma diminuição generalizada dos níveis de tensão com o aumento da rigidez da cortina; o efeito de arco que se destaca na situação do problema base esbate-se à medida que a rigidez da parede aumenta, aumentando os valores da pressão de terras sobre a face da parede do lado suportado; com o aumento da rigidez, ocorre uma diminuição do momento positivo e um aumento significativo do momento negativo da parede, reforçando o efeito

de encastramento conferido pelo solo sobre a cortina devido à diminuição dos movimentos laterais da mesma; aos momentos flectores máximos estão associadas tracções com valores que exigem a utilização de armadura (betão armado); a compressão axial máxima na direcção circunferencial passa a ocorrer no final da escavação, junto ao pé da cortina, para as variantes estudadas; ocorre uma diminuição significativa dos movimentos laterais da parede e do maciço argiloso com o aumento da rigidez do material da cortina.

Acerca do prosseguimento de estudos no âmbito deste tema, entende-se que poderão ser dirigidos sobre as seguintes questões:

- a realização de maior variedade de estudos numéricos, designadamente no que se refere à variação das características do maciço, estendendo a análise a solos arenosos e a solos argilosos moles;
- a modelação numérica de obras reais cujo comportamento seja observado tanto durante como após a construção, o que permitirá a avaliação mais profunda da fiabilidade dos modelos utilizados;
- a modelação numérica tridimensional de poços de contenção elípticos, em solos argilosos e em solos arenosos.

BIBLIOGRAFIA

- Aun, G. V. e Gonçalves, H. H. S. (2004). *A influência da largura de uma vala na determinação do empuxo passivo*. Proc. 9º Congresso Nacional de Geotécnia, Aveiro, pp. 11-20.
- Bjerrum, L., Eide, O. (1956) – Stability of strutted excavations in clay. *Geotechnique*, vol.6, N.1, p.32-47.
- Borges, J. L (1995). *Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Bose, S. K. e Som, N. N. (1998). *Parametric study of a braced cut by finite element method*. Computers and Geotechnics, Elsevier Science Publishers, England, Vol. 22, No. 2, pp. 91-107.
- Britto, A. M. e Gunn, M. J. (1987). *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements*. Ellis Horwood Limited, England.
- Cardoso, A. S. (2004). Comunicação pessoal.
- Carreto, J. M. R. (1999). *Jet Grouting A Problemática do Dimensionamento e do Controlo de Qualidade*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.
- Carreto, J. *Jet grouting. Uma técnica em desenvolvimento*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- Chang, M. F.; Teh, C. I. e Cao, L. (1999). *Critical state strength parameters of saturated clays from the modified Cam Clay model*. Canadian Geotechnical Journal, Vol 36, pp.876-890.
- Clough, G. W. e O'Rourke, T. D. (1990). Construction induced movements of in situ walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication N. 25, Edited by P. C. Lambe and L. A. Hansen, ASCE, pp. 439-470
- Costa, P. (2005). *Escavações Escoradas em Solos Argilosos Moles. Análise do Comportamento Considerando os Efeitos da Consolidação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Falcão, J.; Pinto, A.; Pinto, F. *Casos práticos de jet grouting vertical*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- Fortunato, Eduardo (1994). *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles. Uma Contribuição Para o Seu Dimensionamento*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Kaidussis, R.; Gomez De Tejada, F. *O jet grouting como ferramenta versátil para o tratamento e melhoria de solos*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- Lambe, T. W.; Turner, E. K. (1970). Braced Excavations. Proc. Spec. Conf. on Lateral Stresses in Ground and Design of Earth Retaining Structures, pp. 149-218, ASCE Cornell Univ., N.Y
- Lewis, R. W.; Srefler, B. A. (1987). *The finite element method in deforming and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Chichester.
- Lopes, Mafalda (2004). *Efeitos Diferidos no Tempo Associados à Escavação de Túneis Superficiais*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Maranha Das Neves, E. e Guedes De Melo (1975). *Estados críticos e a utilização dos modelos elasto-plásticos e rígido-plásticos*. Curso 110-2, Parte II, LNEC, Lisboa.

Mascarenhas, J. *Sistemas de Construção - Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal, Volume I*. Livros Horizonte, Lisboa, 2007.

Matos Fernandes, M. (1981). Paredes moldadas e outras estruturas flexíveis para suporte de terras. Estado de conhecimentos acerca do seu dimensionamento. Relatório, Proc. 55/13/6187, LNEC, Lisboa.

Matos Fernandes, M. (1983). Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.

Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S. e Fortunato, E. (1997). A reappraisal of arching around braced excavations in soft ground. Proc. Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering, Azevedo et al. (Eds.), Balkema, Rotterdam, pp. 333-350.

Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais - Volume I*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

O' Rourke T. D. (1992). Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay. Proc. International Conference on Retaining Structures, Cambridge, UK.

Pinto, Ricardo N. M. G. (2008). *Sistemas construtivos de estruturas de contenção multi-apoiadas em edifícios*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Potts, D. M. e Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering - Theory*. Thomas Telford, London.

Topa Gomes, António (2008). *Poços elípticos pelo método de escavação sequencial na vertical. O caso do metro do Porto*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Venda Oliveira, P. J. (2000). *Aterros sobre Solos Moles. Modelação Numérica*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Layne GeoConstruction. (2008). *Jet grouting technical summary*. Obtido em Junho de 2008. http://www.laynegeo.com/jetgrouting_technical2.html.