

ESCAVAÇÕES MULTI-ESCORADAS EM SOLOS MOLES INCORPORANDO LAJE DE FUNDO DE JET GROUT E PRÉ- ESFORÇO NAS ESCORAS

RICARDO DANIEL DA COSTA MATEUS

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 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/2010 - 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 estimados Pais,
Irmão e Diana

“A maior glória não é ficar de pé, mas sim levantar de cada vez que se cai.”

Confúcio (551 aC – 479aC)

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Doutor José Leitão Borges pela imensa ajuda e empenho na orientação deste trabalho.

Um sentido obrigado do fundo do coração a meus Pais pela extrema dedicação com que sempre me acarinharam e apoiaram.

A Diana, por partilhar comigo bons e maus momentos e estar sempre do meu lado.

A meu irmão Paulo que me “mostrou o caminho para a FEUP”, Catarina e ao pequeno João.

À minha cadela Bia, inestimável companheira.

Aos meus colegas de curso pelo companheirismo, ajuda e amizade.

RESUMO

Pretende-se com o presente trabalho contribuir para o conhecimento do comportamento de escavações escoradas, com especial destaque para a utilização da técnica de *jet grouting*, em solos argilosos de baixa resistência, sendo abordada a questão do comportamento evolutivo no tempo, subjacente ao fenómeno de consolidação em redor da obra.

Descreve-se a fenomenologia básica de geração de excessos de pressão neutra inerente à execução da obra e os efeitos da sua dissipação.

São descritas as principais características de um modelo de cálculo bidimensional por elementos finitos que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-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 elastopástico não linear baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- θ).

Com este modelo de cálculo, procede-se à simulação numérica de uma escavação em solos argilosos moles. O comportamento da obra é analisado desde o início da construção até ao final do período de consolidação, apresentando-se os resultados de estudos paramétricos efectuados com o intuito de esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento a longo prazo de escavações em solos argilosos moles.

PALAVRAS-CHAVE: escavações, solos moles, *jet grouting*, pré-esforço, modelação numérica

ABSTRACT

The aim of this work is to contribute for a better understanding of strutted excavations in soft clayey soils, with special emphasis on the use of the jet grouting technique as bottom reinforcement and on the application of pre-stress on struts. The time-dependent behaviour associated to consolidation around the excavation is discussed.

Brief considerations on excavations supported by diaphragm wall are presented, considering the aspects related to classical system of strut pre-stress. A description of the main features of the jet grouting technology is also presented.

The main features of the 2D finite element code used are described. The analysis of consolidation is based on a coupled formulation (extended Biot theory). An elastoplastic critical state model (p-q- θ model) is presented.

Using the computer program, the results of the numerical simulation of an multi-strutted excavation in soft soils including a jet grout bottom slab are presented. The excavation performance is analyzed from the start of construction to the end of consolidation. Parametric studies are presented with the aim of evaluating the influence of several factors (bottom reinforcement and strut pre-stress) on the performance of excavations in soft soils.

KEYWORDS: excavation, soft soils, jet grouting, pre-stress, numerical modelling

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
2. ESCAVAÇÕES ESCORADAS COM PAREDES MOLDADAS	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. PAREDES MOLDADAS	3
2.2.1. DEFINIÇÃO.....	3
2.2.2. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE MOLDADA <i>IN SITU</i>	3
2.2.3. TIPOS DE PAREDES MOLDADAS	6
2.2.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS	6
2.3. ESCORAMENTO	7
2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	7
2.3.2. DESLOCAMENTOS DE UMA CORTINA ESCORADA	8
2.3.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO SISTEMA DE ESCORAS.....	8
2.3.4. DESACTIVAÇÃO DAS ESCORAS.....	9
2.4. PRÉ-ESFORÇO	10
2.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	10
2.4.2. INFLUÊNCIA DO PRÉ-ESFORÇO NA RIGIDEZ DAS ESCORAS.....	10
2.4.3. FASES DE EXECUÇÃO DO SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO TRADICIONAL.....	11
3. JET GROUTING	15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. CAMPO DE APLICAÇÃO	15
3.3. EXECUÇÃO DE JET GROUTING	17
3.3.1. EQUIPAMENTO.....	17
3.3.2. PROCEDIMENTO.....	18
3.3.3. SISTEMAS DE JET GROUTING	20

3.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS	21
3.5. GARANTIA DE QUALIDADE E PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES	22
3.6. CARACTERÍSTICAS FINAIS DO MATERIAL TRATADO	24
3.6.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS.....	24
3.6.2. RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MATERIAL TRATADO	25
3.7. SÍNTESE	26
3.8. EXEMPLOS DE OBRAS	29
3.8.1. METROPOLITANO DE LISBOA, PORTUGAL.....	29
3.8.2. METROPOLITANO DE TAIPEI, TAILÂNDIA	29
3.8.3. CENTRO COMERCIAL EM VILA NOVA DE GAIA, PORTUGAL.....	31
4. ESTUDO BASE	35
4.1. INTRODUÇÃO	35
4.2. MODELO NUMÉRICO	35
4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	35
4.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS.....	36
4.2.3. O MODELO P-Q- θ	36
4.3. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA BASE	40
4.3.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO	40
4.3.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL	42
4.3.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS.....	43
4.4. ANÁLISE DE RESULTADOS	44
4.4.1. INTRODUÇÃO	44
4.4.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO	45
4.4.2.1. Evolução do estado de tensão	45
4.4.2.2. Deslocamentos	59
4.4.2.3. Esforços axiais no escoramento.....	63
4.4.2.4. Momentos flectores na cortina	64
4.4.2.5. Esforços na laje de <i>jet grout</i>	65
4.4.2.6. Pressões de terra sobre as faces da cortina	66
4.4.3. PERÍODO PÓS-CONSTRUÇÃO	67
4.4.3.1. Considerações gerais	67
4.4.3.2. Evolução do estado de tensão	68

4.4.3.3. Deslocamentos.....	78
4.4.3.4. Esforços axiais no escoramento	83
4.4.3.5. Momentos flectores na cortina	85
4.4.3.6. Esforços na laje de <i>jet grout</i>	86
4.4.3.7. Pressões de terra sobre as faces da cortina.....	87

5. ANÁLISES PARAMÉTRICAS.....89

5.1. INTRODUÇÃO.....89

5.2. INFLUÊNCIA DA LAJE DE JET GROUT89

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

5.2.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO.....90

5.2.2.1. Excessos de pressão neutra.....90

5.2.2.2. Níveis de tensão.....90

5.2.2.3. Tensões horizontais

5.2.2.4. Tensões de corte.....93

5.2.3. DESLOCAMENTOS

5.2.4. ESFORÇOS AXIAIS NO ESCORAMENTO

5.2.5. MOMENTOS FLECTORES NA CORTINA

5.2.6. PRESSÕES DE TERRA NA CORTINA

5.3. INFLUÊNCIA DO PRÉ-ESFORÇO100

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

5.3.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO.....101

5.3.2.1. Excessos de pressão neutra.....101

5.3.2.2. Níveis de tensão.....102

5.3.2.3. Tensões horizontais

5.3.2.4. Tensões de corte.....106

5.3.3. DESLOCAMENTOS

5.3.4. ESFORÇOS AXIAIS NAS ESCORAS

5.3.5. MOMENTOS FLECTORES NA CORTINA

5.3.6. ESFORÇOS NA LAJE DE JET GROUT

5.3.7. PRESSÕES DE TERRA NA CORTINA

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....115

BIBLIOGRAFIA..... 117

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – ESCAVAÇÕES ESCORADAS COM PAREDES MOLDADAS

Fig. 2.1 - Fotos das principais fases execução de uma parede moldada: a) execução do muro guia; b) escavação; c) introdução das lamas bentoníticas; d) colocação da armadura, e) betonagem; f) aspecto final da cortina após a escavação (Matcon, 2004)	5
Fig. 2.2 - Esquema ilustrativo das diversas fases de execução de uma cortina (Bristol UWE, 2009)	5
Fig. 2.3 - Exemplos de escavações multi-escoradas (PlanningEngineer, 2003).....	7
Fig. 2.4 - a) sistema de travamento de escoras (adaptado de Brito, 2006); b) escavação com escoras inclinadas apoiadas no terreno (PlanningEngineer, 2003)	8
Fig. 2.5 - Equipamentos de corte e desactivação das escoras (Pinto, 2008).....	9
Fig. 2.6 - Diagrama carga-deslocamento de uma escora.....	11
Fig. 2.7 - Diagrama carga-deslocamento de uma escora pré-esforçada	11
Fig. 2.8 - Faseamento de aplicação do pré-esforço no sistema tradicional (Pinto, 2008).....	12
Fig. 2.9 - Sistema tradicional de aplicação de pré-esforço com recurso a macacos hidráulicos (adaptado de Pinto, 2008).....	13

CAPÍTULO 3 – JET GROUTING

Fig. 3.1 - Exemplos de aplicação de <i>jet grouting</i> : a) suporte de edifícios existentes; b) melhoramento das fundações para cargas elevadas; c) melhoramento do solo sob os edifícios; d) reforço do fundo de escavação; e) protecção de túneis (adaptado de Bilfinger Berger Foundations)	17
Fig. 3.2 - Equipamento utilizado na técnica de <i>jet grouting</i> : a) central de calda e cimento e compressor; b) sonda hidráulica com torre; c) vara de <i>jet grouting</i> : coroa e respectivos jactos (Matcon, 2004).....	18
Fig. 3.3 - Execução de uma coluna de <i>jet grout</i> (Bilfinger Berger Foundations)	19
Fig. 3.4 - Colunas de <i>jet grout</i>	19
Fig. 3.5 - Sistemas de <i>jet grouting</i> : a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo (adaptado de Bilfinger Berger Foundations).....	20
Fig. 3.6 - Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (Carreto, 2000)	22
Fig. 3.7 - Controlo de qualidade: a) execução de colunas teste; b) recolha de amostras (Matcon, 2004)	22
Fig. 3.8 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 2000)	24
Fig. 3.9 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos (Carreto, 2000)	25
Fig. 3.10 - Corte esquemático da solução utilizada na construção da estação Cais do Sodré (Maravilhas da Engenharia em Portugal, 2000).....	29

Fig. 3.11 - Cortes esquemáticos das soluções utilizadas na construção das estações: a) <i>Taipei City Hall</i> ; b) <i>Yung-Tsung</i> (Dept. of Rapid Transit Systems, Taiwan)	30
Fig. 3.12 - Esquema de implantação das colunas de <i>jet grout</i> (Mota-Engil Engenharia, SA)	31
Fig. 3.13 - Vista parcial da contenção (Mota-Engil Engenharia, SA).....	32

CAPÍTULO 4 – ESTUDO BASE

Fig. 4.1 - Graus de liberdade em elementos finitos (Borges, 1995).....	37
Fig. 4.2 - a) elemento de barra de 3 nós; b) elemento de junta de 6 nós (Borges, 1995)	37
Fig. 4.3 - Método incremental (Lopes, 2004).....	37
Fig. 4.4 - Superfícies de cedência do modelo p-q- θ : a) no espaço das tensões principais; b) no referencial p-q (Borges, 1995).....	38
Fig. 4.5 - Características da escavação e escoramento	41
Fig. 4.6 Malha de elementos finitos utilizada no estudo.....	42
Fig. 4.7 - Condições hidráulicas no final da consolidação	44
Fig. 4.8 - Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado, correspondente à sollicitação do provete por uma carga isotrópica (igual em todas as direcções) seguida de uma carga axial (Borges, 1995).....	45
Fig. 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.....	47
Fig. 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.....	48
Fig. 4.11 - Tensões efectivas horizontais 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.....	50
Fig. 4.12 - 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	51
Fig. 4.13 - Tensões efectivas verticais 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.....	53
Fig. 4.14 - 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	54
Fig. 4.15 - Tensões de corte (τ_{xy}) 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.....	56

Fig. 4.16 - Níveis de tensão 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	58
Fig. 4.17 - Configurações das deformadas no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 6m de escavação; c) aos 8m de escavação; d) aos 12m de escavação.....	59
Fig. 4.18 - Deslocamentos laterais da cortina para diferentes profundidades de escavação	60
Fig. 4.19 - Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação.....	61
Fig. 4.20 - Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação	62
Fig. 4.21 - Levantamento do fundo de escavação para diferentes profundidades de escavação	63
Fig. 4.22 - Evolução dos esforços de compressão nas escoras no decurso da escavação	63
Fig. 4.23 - Momentos flectores na cortina para diferentes profundidades de escavação	64
Fig. 4.24 - Esforços de compressão na laje para diferentes profundidades de escavação	65
Fig. 4.25 - Momentos flectores na laje para diferentes profundidades de escavação.....	66
Fig. 4.26 - Pressão de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina para diferentes profundidades de escavação	67
Fig. 4.27 - Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação.....	69
Fig. 4.28 - Pressões neutras no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação....	70
Fig.4.29 - Tensões efectivas horizontais no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação.....	72
Fig. 4.30 - Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação	73
Fig. 4.31 - Tensões efectivas verticais no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação.....	74
Fig. 4.32 - Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação	75
Fig. 4.33 - Tensões de corte (τ_{xy}) no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação	76
Fig. 4.34 - Níveis de tensão no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação....	77

Fig. 4.35 - Configurações das deformadas no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 6 meses após escavação; c) 2 anos após de escavação; d) fim da consolidação	78
Fig. 4.36 - Deslocamentos horizontais da cortina no final da escavação e no final da consolidação ..	79
Fig. 4.37 - Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação	80
Fig. 4.38 - Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação	80
Fig. 4.39 - Levantamento do fundo da escavação no final da escavação e no final da consolidação .	81
Fig. 4.40 - Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno do lado suportado	82
Fig. 4.41 - Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da superfície do terreno do lado suportado	82
Fig. 4.42 - Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação	82
Fig. 4.43 - Esforços axiais nas escoras no final da construção e no final da consolidação: a) escora 1; b) escora 2; c) escora 3	84
Fig. 4.44 - Momentos flectores na cortina no final da escavação e no final da consolidação	85
Fig. 4.45 - Tensões totais verticais na parede: a) fim da escavação; b) fim da consolidação	86
Fig. 4.46 - Esforços de compressão na laje no final da escavação e no final da consolidação	86
Fig. 4.47 - Momentos flectores na laje no final da escavação e no final da consolidação	87
Fig. 4.48 - Pressão de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação	88

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Fig. 5.1 - Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de <i>jet grout</i>	90
Fig. 5.2 - Níveis de tensão no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de <i>jet grout</i>	91
Fig. 5.3 - Níveis de tensão no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de <i>jet grout</i>	91
Fig. 5.4 - Incrementos de tensão horizontal no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de <i>jet grout</i>	92
Fig. 5.5 - Incrementos de tensão horizontal no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de <i>jet grout</i>	92
Fig. 5.6 - Tensões de corte (τ_{xy}) no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de <i>jet grout</i>	93
Fig. 5.7 - Tensões de corte (τ_{xy}) no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de <i>jet grout</i> ..	93
Fig. 5.8 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos deslocamentos horizontais da cortina no final da escavação e no final da consolidação	94
Fig. 5.9 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação	95

Fig. 5.10 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos deslocamentos verticais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação.....	95
Fig. 5.11 - Influência da laje de <i>jet grout</i> no levantamento do fundo da escavação no final da escavação e no final da consolidação	96
Fig. 5.12 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos esforços das escoras no final da escavação e no final da consolidação.....	97
Fig. 5.13 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nos momentos flectores na cortina no final da escavação e no final da consolidação	98
Fig. 5.14 - Influência da laje de <i>jet grout</i> nas pressões de terra (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação	99
Fig. 5.15 - Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2.....	101
Fig. 5.16 - Níveis de tensão no final da escavação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2.....	102
Fig. 5.17 - Excessos de pressão neutra no final da consolidação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2	103
Fig. 5.18 - Incrementos de tensão horizontal no final da escavação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2.....	104
Fig. 5.19 - Incrementos de tensão horizontal no final da consolidação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2.....	105
Fig. 5.20 - Tensões de corte no final da escavação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2....	106
Fig. 5.21 - Influência do pré-esforço nos deslocamentos laterais da cortina.....	107
Fig. 5.22 - Influência do pré-esforço nos deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado	108
Fig. 5.23 - Influência do pré-esforço nos deslocamentos verticais da superfície do lado suportado .	108
Fig. 5.24 - Influência do pré-esforço no levantamento do fundo da escavação	109
Fig. 5.25 - Influência do pré-esforço nos esforços axiais das escoras: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2.....	110
Fig. 5.26 - Esforços axiais nas escoras no final da consolidação e final da escavação.....	111
Fig. 5.27 - Influência do pré-esforço nos momentos flectores na cortina	112
Fig. 5.28 - Influência do pré-esforço nos esforços de compressão na laje de <i>jet grout</i>	113
Fig. 5.29 - Influência do pré-esforço nos momentos flectores na laje de <i>jet grout</i>	113
Fig. 5.30 - Influência do pré-esforço nas pressões de terra (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina.....	114

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 3 – JET GROUTING

Quadro 3.1 - Aplicações da técnica de <i>jet grouting</i> (adaptado de Carreto, 2000).....	16
Quadro 3.2 - Equipamento utilizado nos procedimentos dos três principais sistemas de jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Carreto, 2000)	18
Quadro 3.3 - Principais vantagens e desvantagens da técnica de <i>jet grouting</i>	21
Quadro 3.4 - Valores limite para os parâmetros intervenientes nos diferentes sistemas de <i>jet grouting</i> (Carreto, 2000)	23
Quadro 3.5 - Resistência aos esforços dos solos tratados por <i>jet grouting</i> (Carreto, 2000)	26
Quadro 3.6 - Principais características dos sistemas de <i>jet grouting</i> (Carreto, 2000, e Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000).....	27
Quadro 3.7 - Síntese da análise comparativa dos sistemas (Carreto, 2000)	28

CAPÍTULO 4 – ESTUDO BASE

Quadro 4.1 - Parâmetros caracterizadores do modelo p-q- θ	42
--	----

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Quadro 5.1 - Pré-esforço aplicado nos níveis de escoramento para diferentes diagramas de cálculo (P1 e P2)	100
--	-----

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

c_u - resistência não drenada do solo

E - módulo de elasticidade do solo

h - profundidade

K_0 - coeficiente de impulso em repouso

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

M - esforço flector

N_{SPT} - número de pancadas do ensaio SPT

N - esforço normal

N_{10} - número de pancadas para que a ponteira do penetrómetro penetre 10 cm no solo

N.F. - nível freático

OCR - grau de sobreconsolidação

p - tensão média efectiva

Q - carga aplicada

q - tensão de desvio

q_c - resistência de ponta

s - assentamento

t - tempo

SL - nível de tensão

u - pressões neutras

x, y, z - coordenadas cartesianas

z - profundidade

ε - deformação

ε_q - deformação distorcional

ε_v - deformação volumétrica

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

γ - peso específico total

Γ - parâmetro do modelo (p, q, θ) correspondente ao volume específico do solo, em situação de estado

crítico, sujeito a uma tensão p igual à unidade

ν – coeficiente de Poisson

ν' – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas

λ – declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial $(\ln p, v)$

σ - tensão normal

1

INTRODUÇÃO

A grande evolução demográfica e económica das sociedades gerou um considerável aumento da ocupação dos solos, provocando uma conseqüente redução nos espaços disponíveis para a construção de infra-estruturas, o que tornou imperativo encontrar uma solução que permitisse contornar este problema. A solução passou então por aproveitar o espaço subterrâneo recorrendo-se, maioritariamente, a escavações verticais suportadas por estruturas de contenção flexíveis.

No panorama actual, grande parte das escavações recorre ao uso de paredes moldadas de betão armado que constituem a estrutura provisória, podendo ainda fazer, total ou parcialmente, parte da estrutura definitiva.

As zonas urbanas com maior grau de desenvolvimento situam-se ao longo da faixa costeira, com grande incidência em zonas de foz de rios, ocupando assim zonas aluvionares, geralmente constituídas por solos argilosos de baixa resistência. Como consequência, é fundamental estudar os solos argilosos para se compreender o comportamento destes maciços, permitindo assim a execução de obras dentro dos padrões de segurança usualmente exigidos.

No 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. O mesmo não acontece nos solos argilosos saturados, uma vez que a sua 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 conseqüente alteração dos estados de tensão e deformação do maciço. Sendo assim, o comportamento de escavações em maciços argilosos saturados traduz-se numa 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, dependem de vários factores, tais como: as propriedades mecânicas e hidráulicas do solo; a história de tensões do maciço; o tempo em que decorre o processo construtivo; a rigidez da estrutura de suporte; a permeabilidade do maciço e das condições de fronteira hidráulicas.

Pretende-se assim com esta dissertação contribuir para uma melhor compreensão das escavações em solos argilosos normalmente consolidados, com utilização de paredes moldadas de betão armado multi-escoradas, incorporando laje de fundo de *jet grout* e pré-esforço nas escoras.

No capítulo 2 apresentam-se breves considerações sobre escavações suportadas por paredes moldadas de betão armado *in situ*, incluindo a descrição do método de execução de uma cortina. Aborda-se ainda as vantagens da utilização de escoramento no suporte da parede moldada, assim como o sistema de pré-esforço tradicional.

O capítulo 3 é dedicado à descrição e caracterização da técnica de *jet grouting*, procedendo-se a uma análise dos aspectos mais relevantes deste método e das características finais do solo tratado com *jet grout*.

No capítulo 4 é estudado um problema base, utilizando um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos (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- θ). Recorrendo a este programa analisa-se o comportamento de uma escavação, suportada por uma parede moldada de betão armado multi-escorada, num solo argiloso normalmente consolidado, englobando 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.

No capítulo 5 apresentam-se análises paramétricas, tendo por base a obra analisada no capítulo 4, com o objectivo de identificar a influência de determinados parâmetros no comportamento diferido de escavações em solos argilosos moles normalmente consolidados. Analisa-se a influência da laje de *jet grout* e a influência da introdução de pré-esforço nas escoras segundo dois métodos de cálculo. Dá-se especial destaque à evolução do estado de tensão, assim como aos deslocamentos e esforços nos vários elementos estruturais.

Por último, o capítulo 6 inclui conclusões de carácter geral e algumas vias para o desenvolvimento de trabalhos futuros nesta área.

2

ESCAVAÇÕES ESCORADAS COM PAREDES MOLDADAS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se fazer uma breve descrição acerca dos aspectos mais importantes de uma escavação multi-escorada com parede moldada de betão armado e pré-esforço nas escoras, dada a sua relevância para o objectivo deste trabalho.

2.2. PAREDES MOLDADAS

2.2.1. DEFINIÇÃO

Definem-se como paredes moldadas os elemento estruturais, fabricados em betão armado, construídos “in situ” por meio da escavação no terreno de valas profundas e alargadas, sem necessidade de entivacões. Estas paredes são construídas antes da retirada do terreno que vai dar lugar à futura escavação.

A técnica de construção de paredes moldadas teve origem na indústria de perfuração de poços de petróleo. Neste ramo já era reconhecido, desde 1900, o efeito estabilizador das lamas nas perfurações executadas. No entanto, a primeira publicação sobre o assunto data apenas de 1913, sendo a bentonite introduzida nos sistemas de lama em 1929. No início dos anos 40 registaram-se progressos técnicos notáveis, até que as primeiras paredes moldadas, usando lamas bentoníticas, surgem em Itália nos anos 50, primeiro com funções de impermeabilização, e mais tarde, em obras de contenção (Puller, 1996).

2.2.2. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE MOLDADA *IN SITU*

Caso as características do terreno o exija (terreno mole), a escavação da vala será feita com recurso a lamas bentoníticas, que são inseridas à medida que a escavação vai avançando. Estas permanecerão na vala, nas operações de escavação, colocação da armadura e da própria betonagem. Nesta última fase, como o peso específico da bentonite é inferior ao do betão, à medida que se vai betonando, a bentonite vai sendo expulsa da escavação, sendo reaproveitada para secções posteriores.

Os equipamentos utilizados na execução de uma parede moldada devem oferecer garantias que permitam satisfazer ao máximo os seguintes aspectos:

- preparação, armazenagem e optimização das lamas;
- perturbação mínima do terreno;
- precisão na escavação da vala;

- continuidade geométrica da parede;
- colocação correcta das armaduras;
- mistura e colocação do betão;
- posição e execução adequada dos apoios provisórios e definitivos.

O processo de concepção de uma parede moldada varia consoante a obra mas, no entanto, é possível enumerar as diversas fases de execução que, regra geral, caracterizam o processo construtivo de uma parede moldada multi-apoiada. Sendo assim, a execução da cortina é feita em painéis independentes e deverá incluir as seguintes operações:

- execução dos muros-guia;
- preparação e controlo das lamas bentoníticas;
- escavação dos painéis de parede moldada e simultâneo preenchimento com lama bentonítica até à profundidade de projecto;
- colocação de juntas entre painéis;
- preparação e colocação da armadura;
- betonagem ou enchimento da parede moldada;
- recuperação da lama bentonítica expelida no momento da introdução da armadura e do betão na cavidade;
- remoção de juntas;
- demolição dos muros-guia e saneamento do topo da parede;
- execução da viga de coroamento;
- primeira fase de escavação no intradorso da parede betonada e execução do primeiro nível de ancoragens ou de escoras;
- escavação até ao segundo nível previsto em projecto;
- execução do segundo nível de ancoragens ou de escoras;
- repetição das etapas anteriores até à cota máxima de escavação prevista em projecto;
- regularização e limpeza da face à vista da parede, de acordo com o previsto no projecto;
- execução da estrutura do edifício e eventual remoção dos apoios da cortina.

Na figura 2.1 apresentam-se fotos dos principais procedimentos acima mencionados, estando a sua representação esquemática ilustrada na figura 2.2.

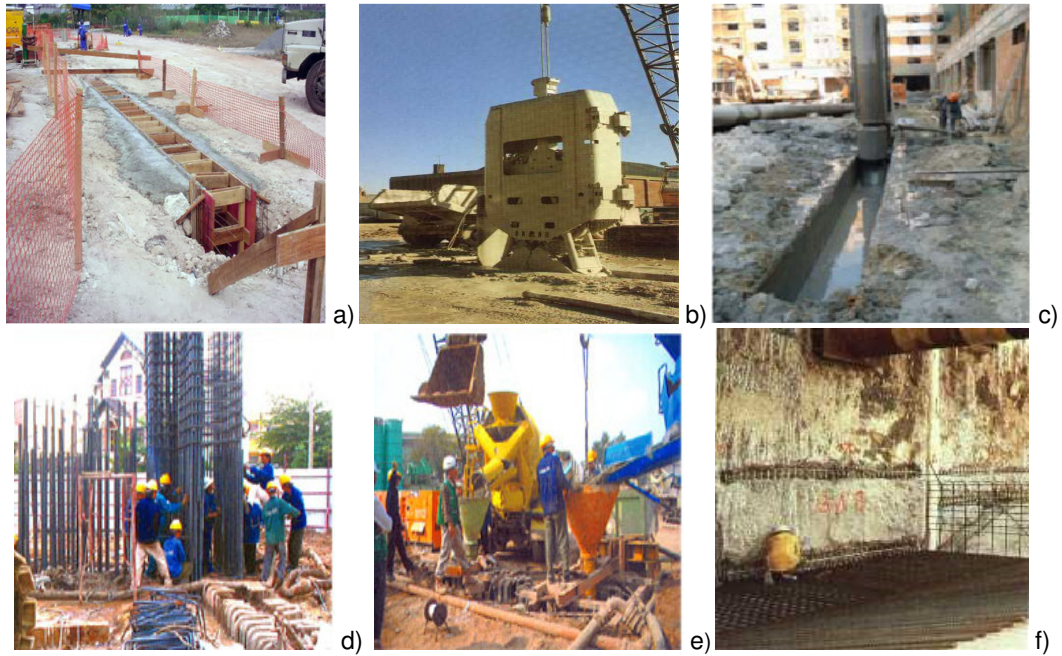


Fig. 2.1 - Fotos das principais fases execução de uma parede moldada: a) execução do muro guia; b) escavação c) introdução das lamas bentoníticas; d) colocação da armadura, e) betonagem; f) aspecto final da cortina após a escavação (Matcon, 2004)

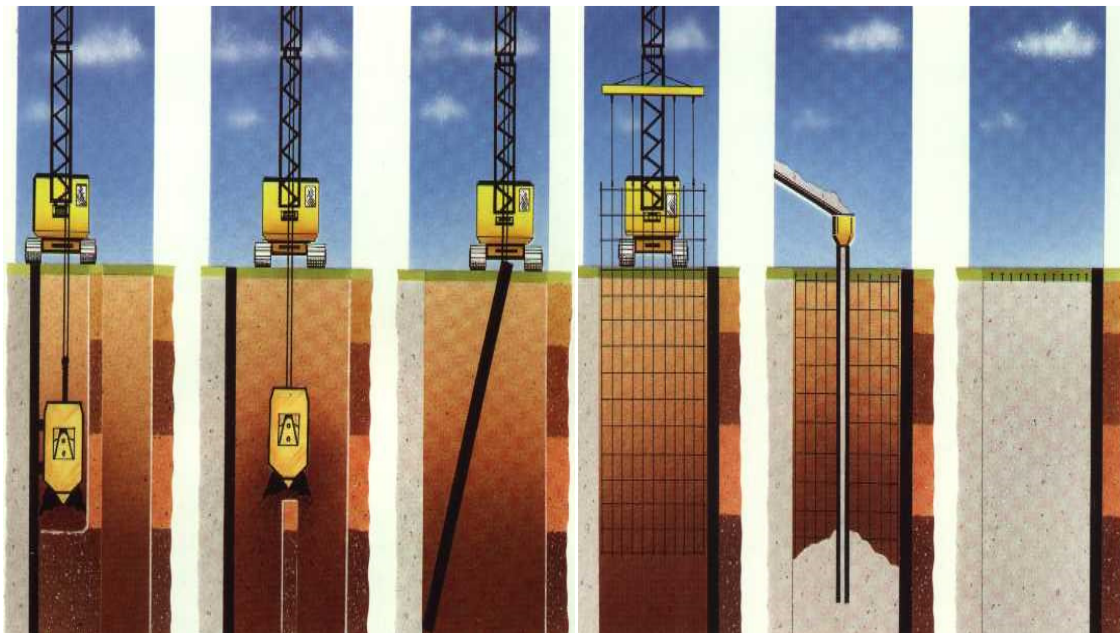


Fig. 2.2 - Esquema ilustrativo das diversas fases de execução de uma cortina (Bristol UWE, 2009)

2.2.3. TIPOS DE PAREDES MOLDADAS

Existem dois principais grupos de paredes moldadas, consoante a sua função principal. De acordo com Martins (2006) as paredes moldadas podem ter função:

- resistente: normalmente de betão armado, embora desta qualidade resultem outros atributos importantes, tais como a maior ou menor estanqueidade. Estão neste grupo as paredes normais de contenção periférica para tornar possível a execução de escavações salvaguardando a estabilidade e segurança de terrenos e construções vizinhas (casos de obras urbanas), ou para absorver impulsos provenientes de diferenças de cota (casos de obras marítimas), ou ainda para servirem simplesmente como fundações (contínuas, por painéis isolados ou por elementos simples – barretas);
- impermeabilizante: com a intenção de formar cortinas mais ou menos estanques que constituam obstáculos (ecrãs) à percolação, ou funcionem mesmo como cortinas de contenção de terrenos ou solos altamente saturados de água, as paredes ou cortinas impermeabilizantes são normalmente utilizadas em trabalhos fluviais ou hidráulicos, desde obras de regularização ou defesa marginal de cursos de água, até obras de impermeabilização de barragens em leitos aluvionares.

2.2.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS

As paredes moldadas *in situ* apresentam diversas vantagens (Brito, 2001):

- permitem várias frentes de trabalho e grande maleabilidade na programação da obra (painéis);
- apresentam bom comportamento sísmico;
- causam ruído e vibrações reduzidos;
- adaptam-se a diversos tipos de terreno, mesmo com nível freático elevado, percolação de água e/ou terrenos incoerentes ou moles;
- dispensam acabamento interior em zonas como garagens;
- minimizam a descompressão e deformação das construções vizinhas;
- podem atingir profundidades elevadas;
- garantem estanqueidade à passagem de água para o interior da estrutura.

Em relação às desvantagens, podem-se referir as seguintes (Brito, 2001):

- solução cara, principalmente devido ao uso das lamas bentoníticas (fabrico, recuperação e reciclagem) e ancoragens (na fase provisória);
- dimensionamento condicionado pela fase provisória;
- espessura mínima das paredes (40 cm) condicionada pelo equipamento e garantia da verticalidade, o que pode provocar sobredimensionamento em construções pouco profundas;
- ocupação de parte da área útil dos pisos;
- exige grande espaço em estaleiro;
- requer equipamento e mão-de-obra especializados;

- a utilização da bentonite levanta problemas ambientais;
- o processo sujeita-se a ter de ser abandonado se existirem rochas no terreno;
- se o firme rochoso estiver a grande profundidade e caso se pretenda a garantia de impermeabilidade, esta solução pode ser anti-económica.

2.3. ESCORAMENTO

2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A flexibilidade das estruturas implica que estas têm necessidade de terem apoios múltiplos, que lhes confirmem a estabilidade desejável. O método mais antigo e usualmente utilizado de apoio destas estruturas é o escoramento, que efectua o suporte de estruturas de contenção de terras, como mostra a figura 2.3.

Dependendo da grandeza dos esforços actuantes, as escoras podem ser de metal, betão, betão armado ou de madeira (apenas para entivações de madeira). Pode-se ainda, como será visto em 2.4, recorrer à utilização de pré-esforço nas escoras, caso se pretenda reduzir os movimentos dos solos nos terrenos adjacentes.



Fig 2.3 - Exemplos de escavações multi-escoradas (PlanningEngineer, 2003)

Quando as escavações têm uma largura demasiado significativa, a aplicação de escoras a travar as faces opostas da parede pode deixar de ser prática, já que a segurança em relação à encurvadura passa a exigir um complicado sistema de travamento das escoras (figura 2.4a), que aumenta significativamente os custos da estrutura e dificulta o processo construtivo, nomeadamente a retirada do solo (Matos Fernandes, 1990). Nestas situações pode-se recorrer a um processo alternativo, no qual se apoia a parede em escoras inclinadas, que por sua vez estão apoiadas na base da escavação (figura 2.4b), desde que o terreno tenha condições para as suportar. Como tal, este método não pode ser aplicado em solos moles, utilizando-se então o já referido sistema de travamento das escoras.

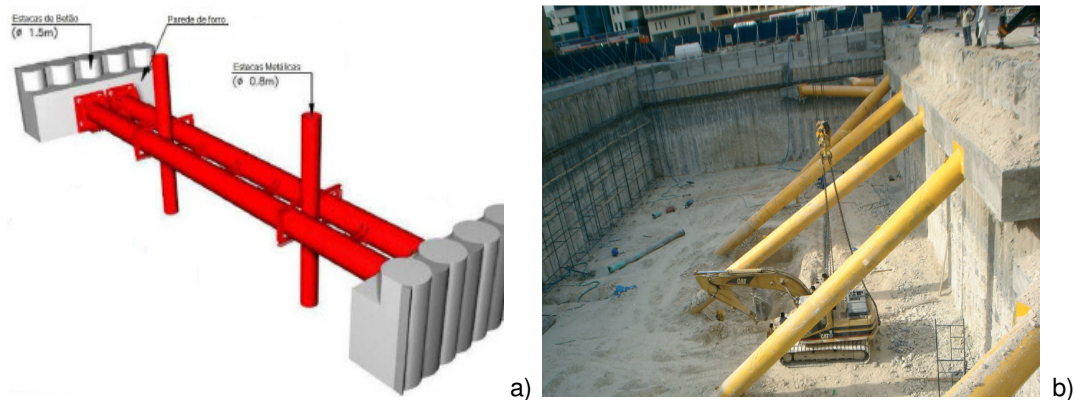


Fig 2.4 - a) sistema de travamento de escoras (adaptado de Brito, 2006); b) escavação com escoras inclinadas apoiadas no terreno (PlanningEngineer, 2003)

2.3.2. DESLOCAMENTOS DE UMA CORTINA ESCORADA

Os deslocamentos de uma cortina escorada dependem, para além de outros factores, da rigidez do escoramento, facto que será aprofundado em 2.4.2.

Segundo Perdigão (1999), a rigidez das ligações do escoramento às paredes depende maioritariamente do processo construtivo e da qualidade da mão-de-obra sendo esta rigidez afectada sobretudo por duas componentes:

- a rigidez normal da viga longitudinal, em regra colocada entre a escora e a parede, e cujo objectivo é uniformizar a distribuição das pressões aplicadas na cortina resultantes das forças instaladas nas escoras;
- as eventuais folgas que existam entre a viga horizontal, a escora e a parede.

Caso se pretenda proceder ao aumento da rigidez do escoramento devem-se considerar as seguintes acções:

- i) tratar a zona de contacto entre a viga longitudinal e a parede, de forma a que se verifique um contacto completo entre esses elementos;
- ii) colocar elementos de reforço que aumentem a rigidez da viga longitudinal;
- iii) colocar a escora com especial cuidado, de forma a diminuir as folgas que possam existir entre esta e a viga longitudinal;
- iv) pré-esforçar a escora.

2.3.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO SISTEMA DE ESCORAS

Como qualquer outro processo inerente à actividade da construção, a utilização de escoramento apresenta vantagens e desvantagens como sistema alternativo à utilização de ancoragens.

De seguida enumeram-se algumas situações, enunciadas por Perdigão (1999), em que as escoras podem ser mais vantajosas:

- escavações extensas e estreitas, por exemplo para a construção de um túnel pouco profundo, o que possibilita o apoio das escoras entre as duas paredes longitudinais;
- existência de infra-estruturas enterradas na adjacência da escavação que não permitam a utilização de ancoragens;
- possibilidade de existirem formações adequadas para selagem dos bolbos das ancoragens apenas a grande profundidade;
- escavação com dimensões em planta relativamente reduzidas que permitem, por exemplo, que as paredes sejam apoiadas em escoras de canto;
- possibilidade de integração das escoras em vigas ou lajes da estrutura definitiva.

Em relação às desvantagens importa salientar as seguintes:

- custo relativamente elevado do próprio escoramento, quer em termos de material utilizado, quer do elevado volume de mão-de-obra necessário na sua instalação;
- escavação lenta e dispendiosa que tem de ser realizada entre as escoras.

2.3.4. DESACTIVAÇÃO DAS ESCORAS

As escoras não pré-esforçadas podem ser soldadas às vigas longitudinais, ou simplesmente aparafusadas a estas. Como tal, para removê-las é necessário proceder ao seu corte ou simplesmente desaparafusá-las.

Caso as escoras sejam pré-esforçadas, a sua desactivação pode ser efectuada recorrendo à utilização de um equipamento de oxi-corte accionado à distância por comando eléctrico.

O equipamento de corte é fixo ao tubo através de uma corrente, esticada e sem qualquer folga, que guia o equipamento em torno do tubo (escora), permitindo o seu corte sem desvios, perto da cabeça em que foi aplicada o pré-esforço. Este procedimento está ilustrado na figura 2.5.

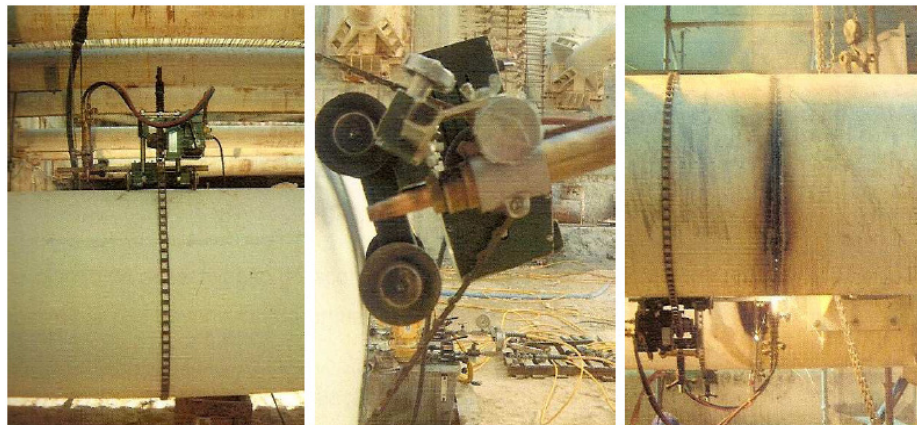


Fig. 2.5 - Equipamentos de corte e desactivação das escoras (Pinto, 2008)

2.4. PRÉ-ESFORÇO

2.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Aplicando pré-esforço aos apoios estruturais de uma cortina de contenção de uma escavação, é possível repor parte dos deslocamentos da cortina e, conseqüentemente, diminuir as deformações do maciço durante a escavação. A aplicação do pré-esforço nas várias fases de escavação tem por objectivo restaurar a acção da massa de solo retirado, repondo o estado de tensão modificado pelas fases de escavação precedentes.

Diversos estudos realizados por vários autores apontam diversas razões para a diminuição dos movimentos da cortina acima mencionados, associados à aplicação de pré-esforço. Estes autores, já anteriormente citados por Costa (2005) e Pinto (2008), destacam o seguinte:

- a rigidez efectiva das escoras, parâmetro de grande importância sobre os movimentos acima da base da escavação, é geralmente muito inferior à rigidez teórica (ver 2.4.2);
- ao ser aplicado pré-esforço nas escoras parte dos deslocamentos laterais da cortina ocorridos nas fases anteriores de escavação são recuperados;
- a aplicação de pré-esforço, ao movimentar a cortina no sentido contrário ao do corte, faz com que sejam menores as pressões de tipo passivo que o maciço escavado subjacente à escavação exerce sobre a cortina e, portanto, menores também as forças estabilizadoras que serão retiradas nas fases de escavação posteriores;
- no interior do maciço suportado, durante as fases de escavação assiste-se a um decréscimo da tensão horizontal, sendo a alteração da tensão vertical pouco expressiva; deste modo, as tensões de desvio tendem a aumentar evoluindo o estado de tensão no sentido do estado limite activo; a aplicação de pré-esforço no nível de escoramento instalado de seguida permite repor parte da alteração ao estado de tensão, diminuindo as tensões de corte mobilizadas; assim, a aplicação de pré-esforço garante que se mantenham no maciço suportado níveis de tensão moderados, apresentando uma deformabilidade mais baixa.

Em suma, a utilização do pré-esforço em estruturas de contenção de terras escoradas reduz significativamente os movimentos da cortina, não só pela recuperação dos deslocamentos mas também pela forma como condiciona positivamente o comportamento sistema global de contenção nas várias fases de escavação posteriores ao início da obra. Esta redução dos movimentos do maciço pode ter grande importância na redução dos impactos causados nas proximidades da escavação, diminuindo assim potenciais deslocamentos que possa causar danos em estruturas vizinhas.

2.4.2. INFLUÊNCIA DO PRÉ-ESFORÇO NA RIGIDEZ DAS ESCORAS

Nas escoras, a rigidez efectiva inicial do elemento é relativamente baixa devido às folgas que eventualmente existam entre estas e a cortina na sua colocação, o que conduz ao diagrama representado na figura 2.6.

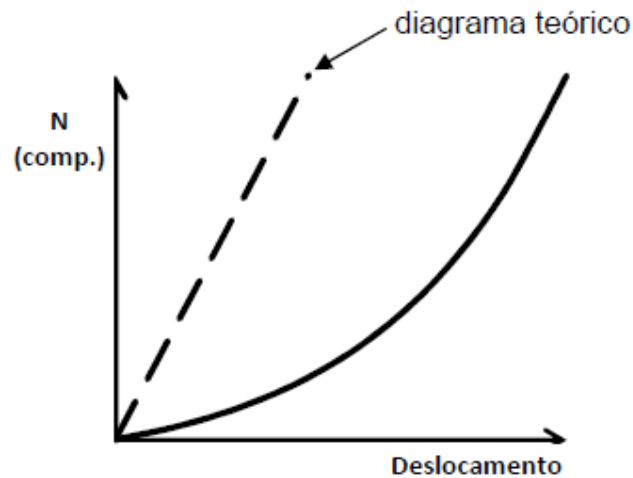


Fig. 2.6 - Diagrama carga-deslocamento de uma escora

Como tal, a aplicação do pré-esforço visa anular as folgas existentes entre as escoras e a cortina antes da escavação, levando assim a que a rigidez efectiva das escoras no início da escavação seja mais próxima da rigidez teórica, como demonstrado na figura 2.7.

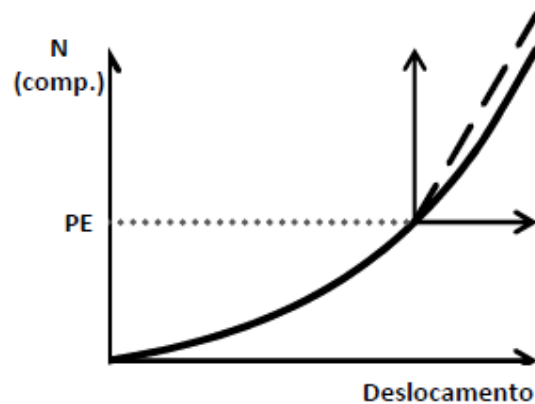


Fig. 2.7 - Diagrama carga-deslocamento de uma escora pré-esforçada

2.4.3. FASES DE EXECUÇÃO DO SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO TRADICIONAL

O sistema tradicional de pré-esforço baseia-se na colocação de macacos hidráulicos numa das extremidades, comprimindo a escora. Antes do desenvolvimento da escavação instalam-se elementos de ajuste que permitem descarregar e retirar os macacos hidráulicos para poderem ser utilizados noutras escoras.

Enumeram-se de seguida as principais etapas de execução do sistema tradicional de pré-esforço de escoras (Perdigão, 1999), uma vez que é este o sistema vulgarmente utilizado.

- (1) realização da escavação até ao nível em que se pretende instalar a escora;

(2) colocação das vigas longitudinais (embora a aplicação destes elementos nem sempre seja realizada, ela é muito conveniente, na distribuição das cargas aplicadas pelas escoras; deve-se notar que a colocação destes elementos deverá ser realizada de modo a que o seu contacto com a parede seja o mais uniforme possível);

(3) colocação da escora: esta operação deve ser conduzida de modo a solidarizar o melhor possível a escora e a viga longitudinal na extremidade em que estas se ligam directamente; dependendo da grandeza do pré-esforço a aplicar, poder-se-á colocar nesta fase o sistema de contraventamento da escora;

(4) aplicação do pré-esforço com recurso a macacos hidráulicos, que comprimem a escora, aumentando o espaço entre esta e a viga longitudinal de apoio localizada na extremidade direita;

(5) colocação de elementos de ajuste que substituem os macacos na sua retirada (cunhas ou outros); o ajuste destes elementos é essencial para a redução das perdas de carga resultantes da retirada dos macacos e para o aumento da rigidez efectiva da escora;

(6) descarga do macaco, sua retirada e prosseguimento da escavação.

A figura 2.8 ilustra, esquematicamente, as fases do pré-esforço tradicional atrás enumeradas.

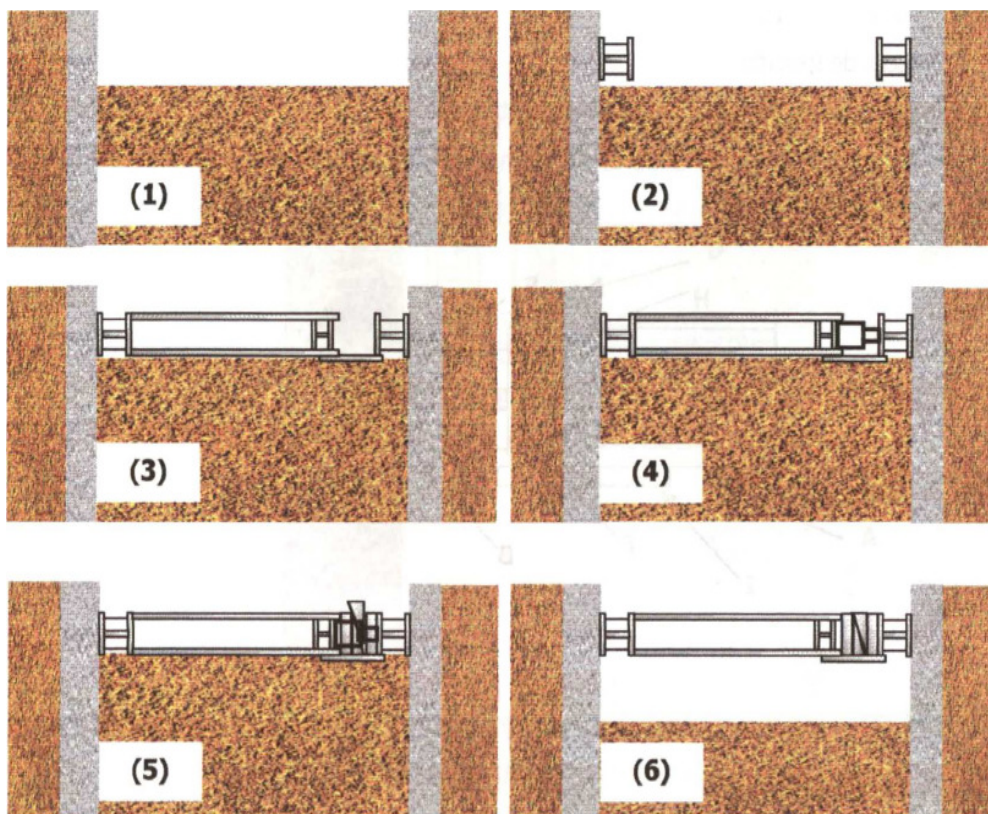


Fig. 2.8 - Faseamento de aplicação do pré-esforço no sistema tradicional (Pinto, 2008)

Complementarmente, apresenta-se na figura 2.9, esquematicamente em planta e em corte, o sistema tradicional com aplicação de pré-esforço.

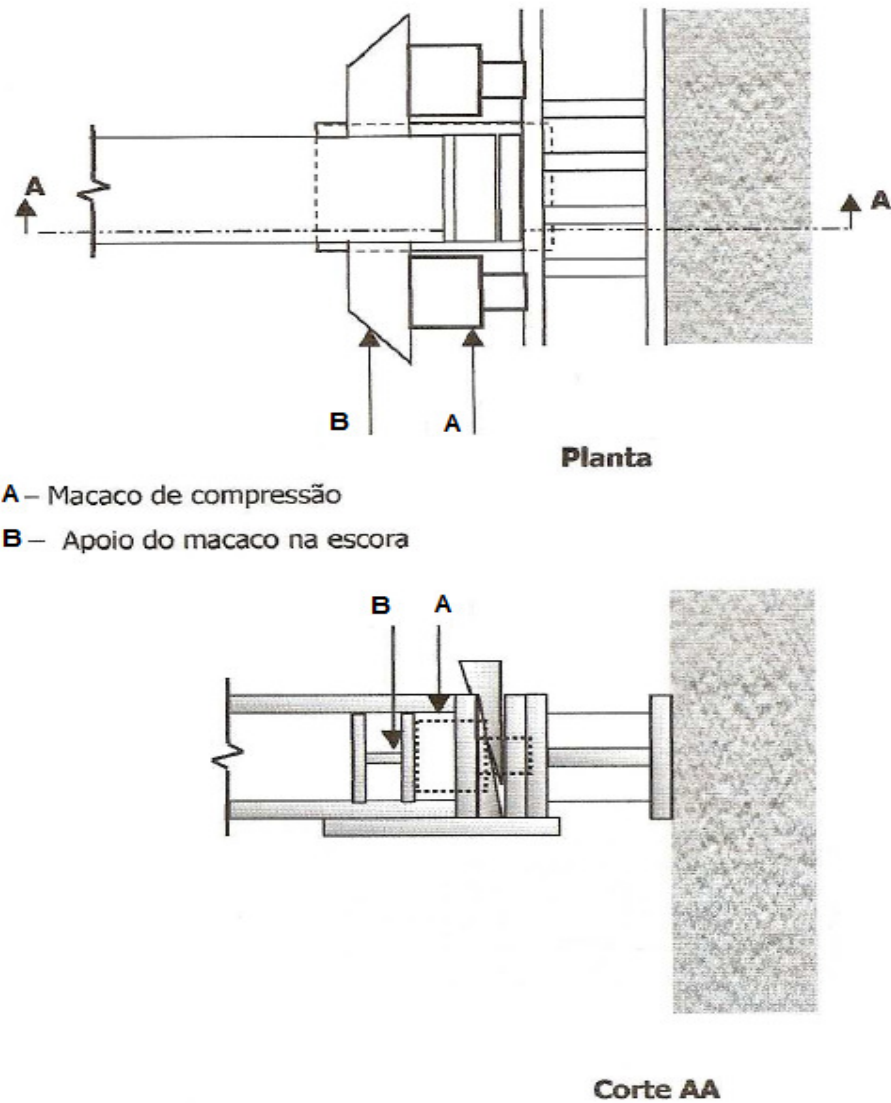


Fig. 2.9 - Sistema tradicional de aplicação de pré-esforço com recurso a macacos hidráulicos (adaptado de Pinto, 2008)

3

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 um ou mais jactos horizontais que, devido à sua elevada energia cinética, desagregam a estrutura natural do terreno permitindo a mistura com a calda de cimento introduzida. O resultado final é um material de melhores características mecânicas e menor permeabilidade do que o inicial (Carreto, 2000).

O seu desenvolvimento ocorreu inicialmente no Japão, no início da década de 70, sendo esta técnica introduzida na Europa no decorrer da mesma década, através de empresas italianas (Altan, 1986). Em Portugal a sua grande utilização verificou-se a partir de 1994, em particular em obras subterrâneas, sendo de destacar os trabalhos de ampliação da rede do Metropolitano de Lisboa, referida neste trabalho em 3.8.

O objectivo da sua concepção e desenvolvimento foi encontrar uma técnica que permitisse tratar, através de injeções, solos com baixas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou heterogéneos em determinadas condições, como por exemplo, as que se verificam em zonas urbanas, nas quais a limitação das perturbações causadas e o respectivo controlo são condições indispensáveis.

3.2. CAMPO DE APLICAÇÃO

O uso da técnica de *jet grouting* é uma solução com elevado interesse de aplicação, a título de exemplificativo, em cidades com um considerável número de túneis, na construção de estruturas em zonas densamente habitadas e também em zonas onde a reabilitação de edifícios tem aumentado consideravelmente. Por ser uma técnica bastante versátil, o seu campo de aplicação tem aumentado progressivamente, tornando-se inclusive uma forte concorrente dos métodos tradicionais aplicadas em obras geotécnicas.

No quadro 3.1 exemplificam-se alguns tipos de aplicação da técnica de *jet grouting* e as situações onde esta técnica se apresenta mais favorável, do ponto de vista técnico e económico, em relação aos processos tradicionais.

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

APLICAÇÕES	POTENCIAIS SITUAÇÕES DE APLICAÇÃO DA TÉCNICA DE <i>JET GROUTING</i>
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.

A juntar a estas potenciais aplicações pode-se ainda mencionar, dada a considerável importância, a selagem de depósitos de materiais contaminantes, a execução de ancoragens (embora pouco usual) e o aumento da resistência ao carregamento de aterros de estradas ou ferrovias.

Na figura 3.1 apresentam-se, a título exemplificativo, ilustrações de algumas das aplicações da técnica de *jet grouting*.

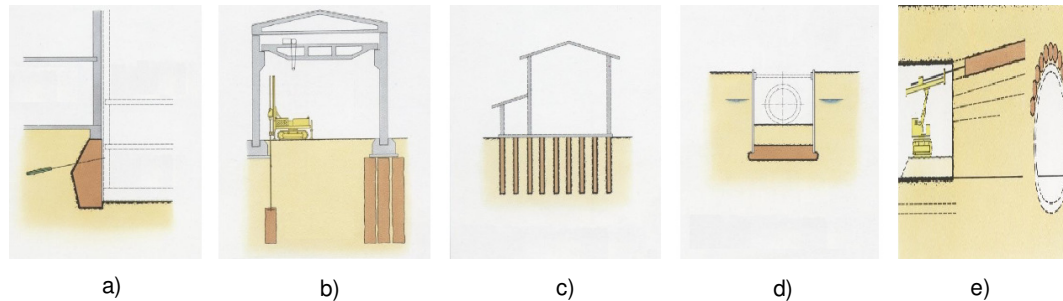


Fig 3.1 - Exemplos de aplicação de *jet grouting*: a) suporte de edifícios existentes; b) melhoramento das fundações para cargas elevadas; c) melhoramento do solo sob os edifícios; d) reforço do fundo de escavação; e) protecção de túneis (adaptado de Bilfinger Berger Foundations)

3.3. EXECUÇÃO DE JET GROUTING

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

- Corte: a estrutura inicial ou nativa do solo é quebrada e as partículas de solo ou fragmentos do solo são dispersos pela 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

Para a execução da técnica de *jet grouting* é necessário o seguinte equipamento, dependendo do sistema utilizado (ver 3.3.3.):

- bomba de alta pressão
- compressor
- central de calda de cimento
- sonda hidráulica com torre
- mangueiras flexíveis que fazem a ligação entre as varas e a bomba de alta pressão
- varas de *jet grouting*, com função de furação e tratamento

A figura 3.2 ilustra algum do equipamento atrás descrito.



Fig 3.2 - Equipamento utilizado na técnica de *jet grouting*: a) central de calda e cimento e compressor; b) sonda hidráulica com torre; c) vara de *jet grouting*: coroa e respectivos jactos (Matcon, 2004)

Como atrás referido, o equipamento necessário depende do sistema de *jet grouting* utilizado. No quadro 3.2 apresenta-se uma síntese do equipamento a utilizar nos diferentes tipos de sistemas.

Quadro 3.2 - Equipamento utilizado nos procedimentos dos três principais sistemas de jacto: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Carreto, 2000)

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, varas	•	•	•

3.3.2. PROCEDIMENTO

Na figura 3.3 exemplifica-se, esquematicamente, o processo de execução de uma coluna em *jet grout*.

Este processo tem início com a colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, caso se pretenda obter um corpo cilíndrico, ou então coincidente com uma das extremidades do painel. Posteriormente, introduz-se a vara no terreno com o auxílio de um jacto de água vertical até se atingir a profundidade à qual os bicos se encontram ao nível que limita inferiormente o tratamento. Após a conclusão da furação a saída de água inferior é obturada através de uma válvula.

A geometria pretendida é um factor determinante na etapa posterior. Caso se pretenda obter uma estrutura cilíndrica, que é o cenário mais frequente, a vara terá de ser submetida a um movimento

rotacional (figura 3.3), iniciando-se a bombagem de calda no seu interior ao mesmo tempo que a vara é elevada através do furo com uma velocidade constante, de maneira a que a cada período de tempo corresponda uma ascensão da vara de um comprimento fixo, designado por passo vertical. Finalizada a execução do corpo cilíndrico a vara é retirada, preenchendo-se o restante furo com calda por gravidade até ao seu topo.

Na realização de um corpo de geometria plana, o processo é idêntico ao descrito, diferindo apenas na ascensão da vara sem movimento rotacional.

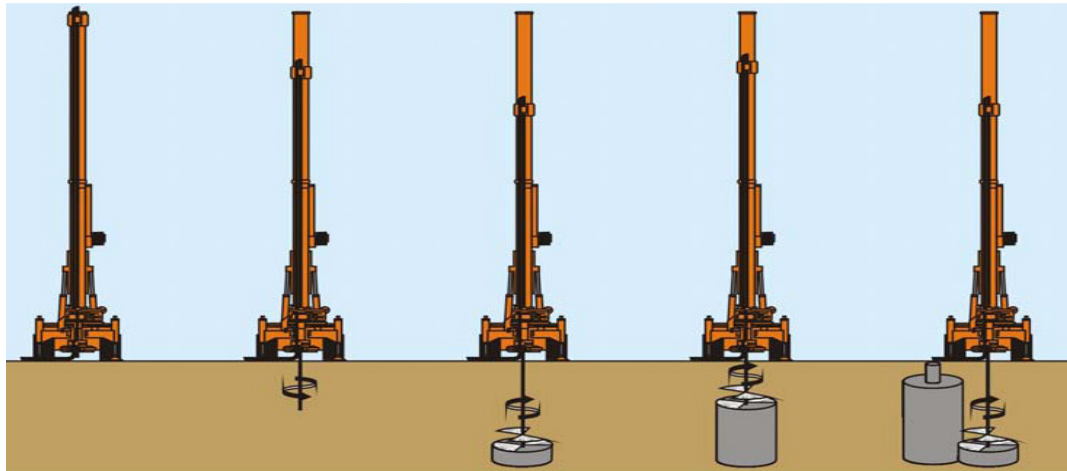


Fig 3.3 - Execução de uma coluna de *jet grout* (Bilfinger Berger Foundations)

No final do processo construtivo esquematizado na figura 3.3, as colunas de *jet grout* apresentam, após a escavação do solo em seu redor, um aspecto semelhante ao mostrado na figura 3.4.



Fig 3.4 - Colunas de *jet grout* (Bilfinger Berger Foundations)

3.3.3 SISTEMAS DE JET GROUTING

A técnica de *jet grouting* subdivide-se em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico. Os três principais sistemas, representados na figura 3.5, são: sistema de jacto simples (JET 1), jacto duplo (JET 2) e o sistema de jacto triplo (JET 3).

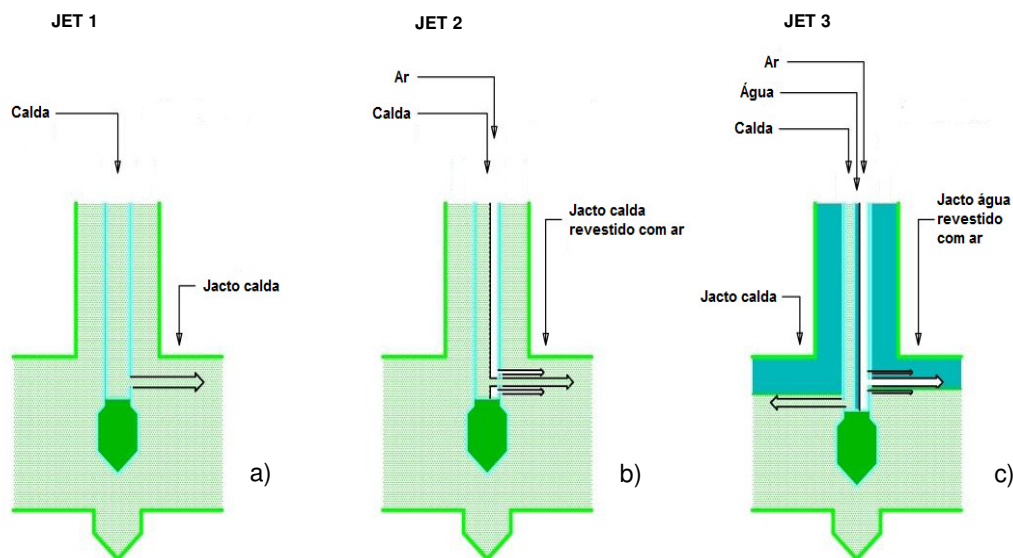


Fig. 3.5 - Sistemas de *jet grouting*: a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo (adaptado de Bilfinger Berger Foundations)

O tipo de solo e as características mecânicas que se pretendem obter nas colunas de *jet grout* determinam a escolha do tipo de sistema mais apropriado.

O sistema de jacto simples (JET 1) utiliza 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.

Este sistema tem um campo de aplicação restrungido aos solos coesivos com valores do ensaio SPT inferiores a 5/10 pancadas e a solos incoerentes com valores SPT inferiores a 20. Esta restrição deve-se à resistência imposta pelos solos de maior consistência e densidade à acção do jacto, dado que na desagregação/corte desses terrenos é necessário incutir um esforço energético considerável, o que torna o processo pouco eficiente e demasiado dispendioso.

O sistema de jacto duplo (JET2) difere do jacto simples devido à utilização de jacto de ar comprimido a envolver o jacto de calda. A desagregação e mistura/aglutinação do solo é de igual forma exercida pelo jacto de calda a elevada velocidade, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jacto.

A execução é em tudo semelhante ao do sistema de jacto simples, utilizando-se no entanto 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 utilizado em vários tipos de terreno, desde argilas até areias e solos com cascalho. Ainda assim, em solos coesivos é habitual limitar a sua utilização aos terrenos com valores de SPT inferiores a 10.

O princípio básico do método de jacto triplo (JET3) assenta na separação das acções de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado, sendo constituído por três jactos com as seguintes funções:

- jacto de água: utilizado para destruir a estrutura do terreno. Parte da água injectada sai através do furo, trazendo algum do 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 ainda a emulsão da mistura água - solo erodido, reduzindo a sua densidade e facilitando a sua saída para o exterior.
- jacto de calda: a calda, injectada através de um segundo bico posicionado abaixo do bico de injeção de água e ar, mistura-se com o terreno que permanece na cavidade após a passagem do jacto de água e ar, dando origem a um corpo solidificado.

Para tal utilizam-se três varas coaxiais que separam a água, o ar e a calda. Pode-se aplicar este método sem restrições em qualquer tipo de solo, no entanto, em solos coesivos a sua aplicação tem sido feita, na maioria das situações, em solos com valores de SPT inferiores a 15.

3.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS

A técnica de *jet grouting* tem vantagens e desvantagens inerentes, que se resumem no quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Principais vantagens e desvantagens da técnica de *jet grouting*

VANTAGENS
<ul style="list-style-type: none">• Possibilidade de executar diversas geometrias, através da intersecção de colunas.• Possibilidade de executar tratamento com qualquer inclinação, às profundidades desejadas.• Baixos níveis de ruído e ausência de vibrações.• Capacidade de tratar solos heterogéneos cujas camadas são conhecidas (através da adaptação de parâmetros a cada tipo de solo.• Aplicabilidade a uma extensa gama de solos.
DESVANTAGENS
<ul style="list-style-type: none">• Díficil controlo da quantidade de material de refluxo (o que pode resultar em consideráveis movimentos do terreno à superfície e das paredes).• Dificuldade na remoção e manuseamento da grande quantidade de material de refluxo.• Elevada dispersão das características mecânicas do material tratado.

Uma das características mais interessantes desta técnica é, como referido no quadro 3.5, a sua grande aplicabilidade a uma extensa gama de solos. Para uma melhor compreensão deste facto apresentam-se na figura 3.6 a curva granulométrica dos solos onde se pode aplicar esta técnica.

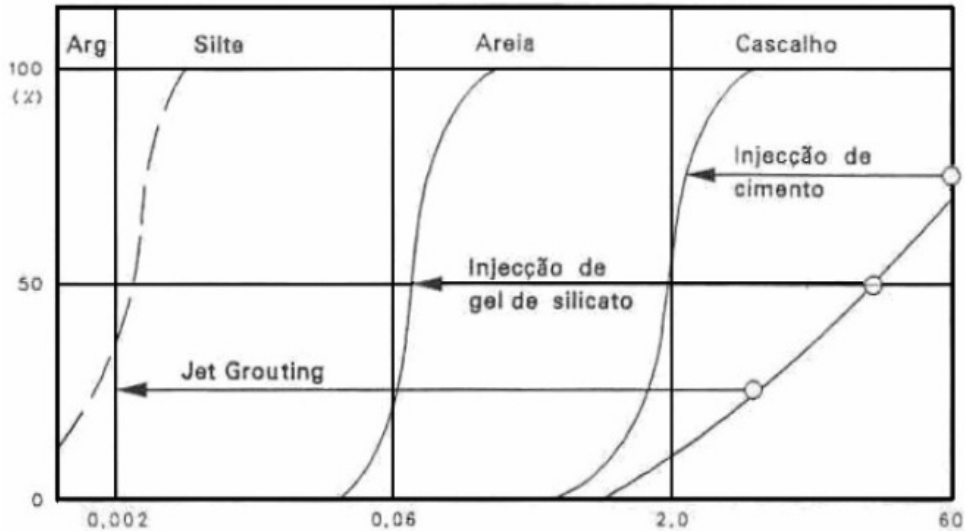


Fig. 3.6 - Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (Carreto, 2000)

3.5. GARANTIA DE QUALIDADE E PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES

Nas práticas actuais é usual a execução de corpos de teste antes da realização dos corpos definitivos (figura 3.7a). Assim é possível observar e confirmar a respectiva geometria, podendo-se também recolher amostras para ensaios laboratoriais (figura 3.7b). Através destes ensaios é então possível proceder à caracterização das propriedades mecânicas do material, em particular as tensões de rotura e o módulo de deformabilidade (Falcão *et al*, 2000).

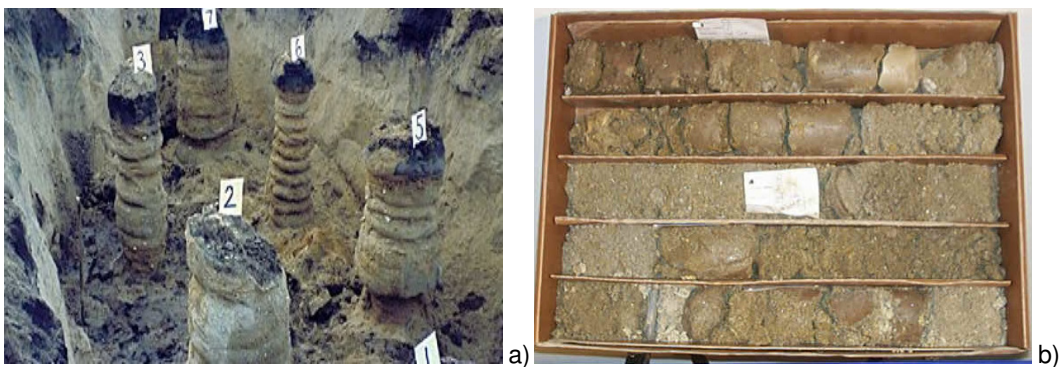


Fig. 3.7 - Controlo de qualidade: a) execução de colunas teste; b) recolha de amostras (Matcon, 2004)

Antes do início dos trabalhos é fundamental o estabelecimento dos parâmetros adequados para a obtenção dos fins pretendidos. Os principais parâmetros a determinar e a controlar são o fluxo e pressão de ar, quantidades de água e cimento a injectar, assim como a velocidade de rotação e subida da sonda de injeção (Wen, 2005).

No quadro 3.4 são apresentados os valores máximos e mínimos usualmente utilizados nos parâmetros referentes às três variantes da técnica *jet grouting*. Nos métodos JET1 e JET2 é apresentada a sigla “PF” no parâmetro “água”, significando que um jacto vertical de água é utilizado como meio auxiliar na pré-furação da vara.

Quadro 3.4 - Valores limite para os parâmetros intervenientes nos diferentes sistemas 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

Convém ainda referir que os parâmetros directamente 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 recepção de dados, sendo desta forma o processo controlado em tempo real e de uma forma contínua ao longo da execução do tratamento. É também importante um correcto controlo durante a fase de produção da calda de cimento, uma vez que variações neste parâmetro têm influência em factores determinantes tais como nas resistências alcançadas, na quantidade de material de refluxo ou até mesmo no diâmetro das colunas.

3.6. CARACTERÍSTICAS FINAIS DO MATERIAL TRATADO

3.6.3 DIMENSÃO DAS COLUNAS

O diâmetro das colunas é influenciado por factores como o sistema de *jet grouting* utilizado, as características inerentes ao solo e 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*, sendo que diversos estudos realizados e divulgados na bibliografia da especialidade permitem retirar as seguintes conclusões que se indicam subsequente 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 (Japanese Jet Grout Association);
- 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 dispendida pelo sistema duplo que, por sua vez, é superior à gasta pelo sistema de jacto simples em colunas com o mesmo diâmetro.

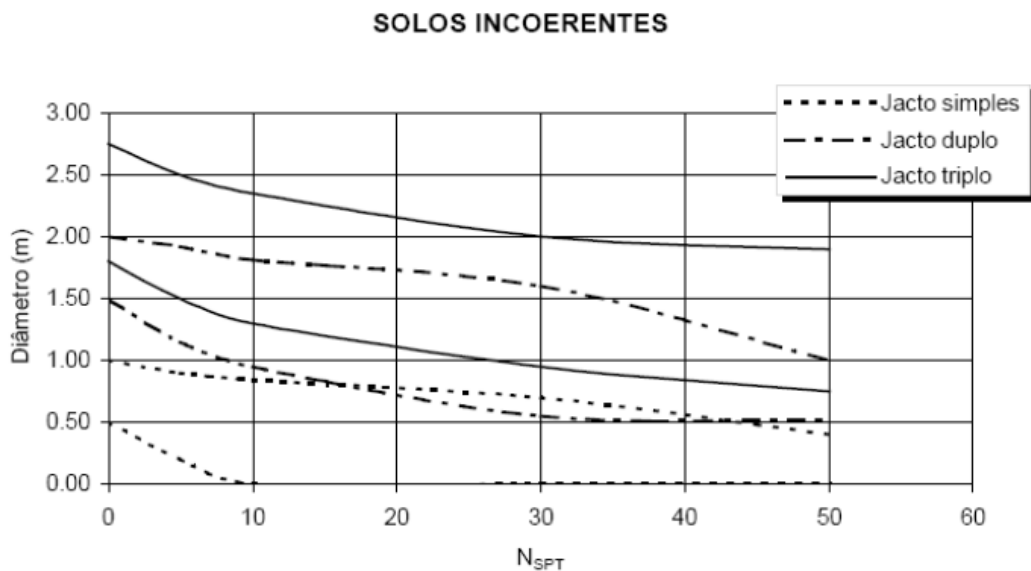


Fig. 3.8 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 2000)

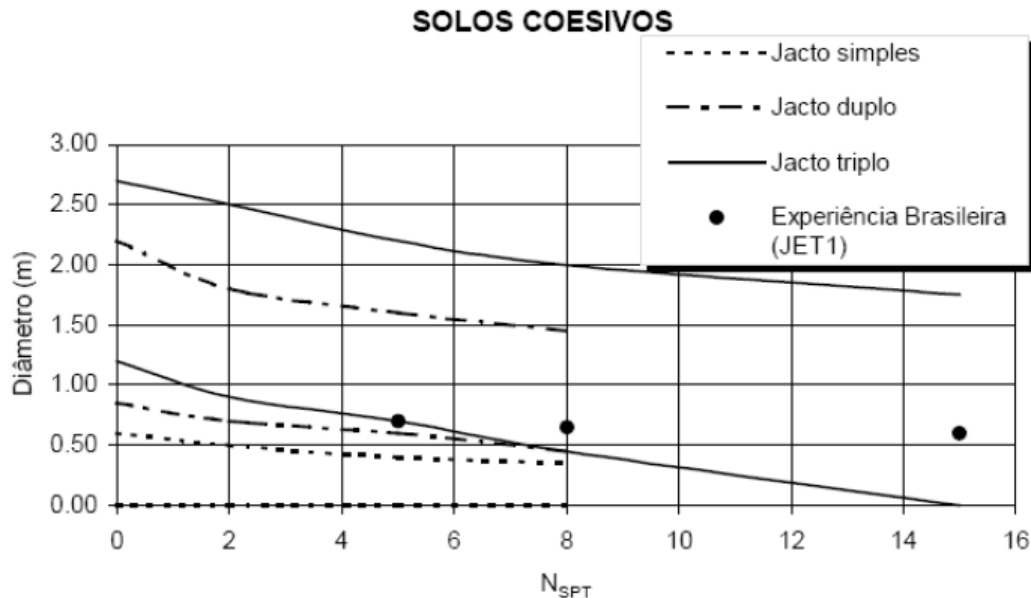


Fig. 3.9 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos (Carreto, 2000)

3.6.3 RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MATERIAL TRATADO

No que diz respeito à resistência mecânica dos materiais tratados pela técnica de *jet grouting* destacam-se os seguintes aspectos (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.

A resistência ao corte do solo tratado com *jet grout* é geralmente assumida como sendo 10 a 15% da resistência à compressão simples (Carreto, 2000).

Relativamente à resistência à tracção, raramente se encontram citações sobre a mesma em bibliografia da especialidade uma vez que as colunas são normalmente dimensionadas para esforços de compressão. A adicionar a este facto existe ainda a difícil implementação dos ensaios de tracção.

No quadro 3.5 podem-se consultar alguns valores de referência para o solo tratado com *jet grout*, segundo diferentes autores.

Quadro 3.5 - Resistência aos esforços dos solos tratados por *jet grouting* (Carreto, 2000)

AUTORES	SOLO	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES, q_u [MPa]	RESISTÊNCIA À TRACÇÃO SIMPLES / q_u	RESISTÊNCIA À FLEXÃO / q_u
Guatterri 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	1,0 a 3,0	-	0,11 a 0,13

Ainda relativamente ao quadro 3.5, a JJGA (1995) recomenda que no projecto não sejam adoptados valores de resistência à tracção na flexão superiores a 2/3 da coesão do material.

A JJGA fornece ainda 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.

Quanto à deformabilidade, a JJGA recomenda os seguintes valores de módulos de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples:

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

3.7. SÍNTESE

Para facilitar a compreensão das considerações tecidas neste capítulo relativamente à técnica de *jet grouting* apresentam-se, nos quadros 3.6 e 3.7, uma síntese dos aspectos mais relevantes desta técnica.

Quadro 3.6 - Principais características dos sistemas de *jet grouting* (Carreto, 2000, e Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000)

MÉTODO	ORIGEM	PRINCÍPIOS BÁSICOS	PRINCIPAIS ETAPAS DO PROCEDIMENTO	LIMITES DE APLICAÇÃO	DIÂMETRO DAS COLUNAS, [m]	CONSUMO MÉDIO DE CIMENTO / ml, [kg]
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 $\phi 150$ mm, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2 - Injecção: após a furação inicia-se a bombagem de calda que é injectada através de um ou mais bicos situados na parte inferior da vara, elevando-se simultaneamente a vara ao longo do furo com movimento rotacional.	Solos coesivos com N_{SPT} de 5 a 10 Solos incoerentes com N_{SPT} inferior a 20	0,3 a 1,2	130 a 350
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 com as partículas de solo desagregadas.	1 - Furação: execução de um furo de $\phi 150$ mm, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2 - Injecção: após a furação inicia-se a bombagem de calda envolvida por ar que é injectada através de um ou mais bicos situados na parte inferior da vara, elevando-se simultaneamente a vara ao longo do furo com movimento rotacional.	Solos coesivos com N_{SPT} inferior a 10 Solos incoerentes com N_{SPT} inferior a 50	0,6 a 2,0	450 a 900
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: após a furação inicia-se a injecção de água envolvida por ar através do bico superior. No bico inferior é feita a injecção de 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 parte do material desagregado que permanece na cavidade.	Solos coesivos com N_{SPT} inferior a 15 Solos incoerentes com N_{SPT} inferior a 50	0,8 a 3,0	800 a 1400

Quadro 3.7 - Síntese da análise comparativa dos sistemas (Carreto, 2000)

	JACTO SIMPLES (JET 1)	JACTO DUPLO (JET 2)	JACTO TRIPLO (JET 3)
Aplicação	Sistema de aplicação mais simples.	Complexidade de aplicação intermédia.	Sistema de maior complexidade. Requer mais quantidade de equipamento e mais sofisticado.
	Desgaste de equipamento superior. As pressões a aplicar para obter uma coluna com o mesmo diâmetro são superiores às do JET 2.	Menor desgaste do equipamento para o mesmo diâmetro de coluna.	-
	Sistema mais adequado para realizar colunas sub-horizontais.	A eficiência de ar decresce consideravelmente à medida que o jacto horizontal vai assumindo uma posição vertical.	A eficiência de ar decresce consideravelmente à medida que o jacto horizontal vai assumindo uma posição vertical.
	Consumo de cimento, por volume de solo tratado, superior ao do JET 2 e JET 3.	Consumo de cimento, por volume de solo tratado, superior ao do JET 3.	Menor consumo de cimento, por volume de solo tratado, comparativamente aos outros dois sistemas.
	Menor nível de ruído e vibração em relação a JET 2 e JET 3.	Maior nível de ruído e vibração em comparação a JET 1.	Maior nível de ruído e vibração em comparação a JET 1.
	Sistema com maior probabilidade de ocorrência de obstruções à saída do refluxo.	Situação intermédia.	Sistema com menor probabilidade de ocorrência de obstruções à saída do refluxo.
	Tempo de execução inferior ao do JET 3.	Tempo de execução inferior ao do JET 3.	Tempo de execução superior ao do JET 1 e JET 2.
Características do material tratado	Diâmetros das colunas inferiores aos do JET 2.	Diâmetros das colunas superiores aos do JET 1 e inferiores aos do JET 3.	Diâmetros das colunas superiores aos dois outros sistemas.
	A resistência de solos arenosos tratados com JET 1 é superior à resultante da aplicação dos sistemas JET 2 e JET 3, para a mesma quantidade de cimento injectado por unidade de volume de solo tratado.	O material tratado com o sistema JET 2 possui resistências inferiores em relação a JET 1 e JET 3, independentemente do tipo de solo.	O sistema JET 3 gera usualmente material mais uniforme e com resistência superior à dos restantes sistemas, com excepção dos solos arenosos tratados com o sistema de jacto simples.
	-	-	Sistema mais efectivo no tratamento de solos coesivos.

3.8. EXEMPLOS DE OBRAS

3.8.1. METROPOLITANO DE LISBOA, PORTUGAL

A execução de uma laje de fundo em *jet grout* como forma de estabilização de uma escavação multi-escorada foi aplicada na construção da estação do Cais do Sodré, em Lisboa, construída entre 1994 e 1995. A representação esquemática da escavação e respectivas características da estrutura de contenção pode ser observada na figura 3.10.

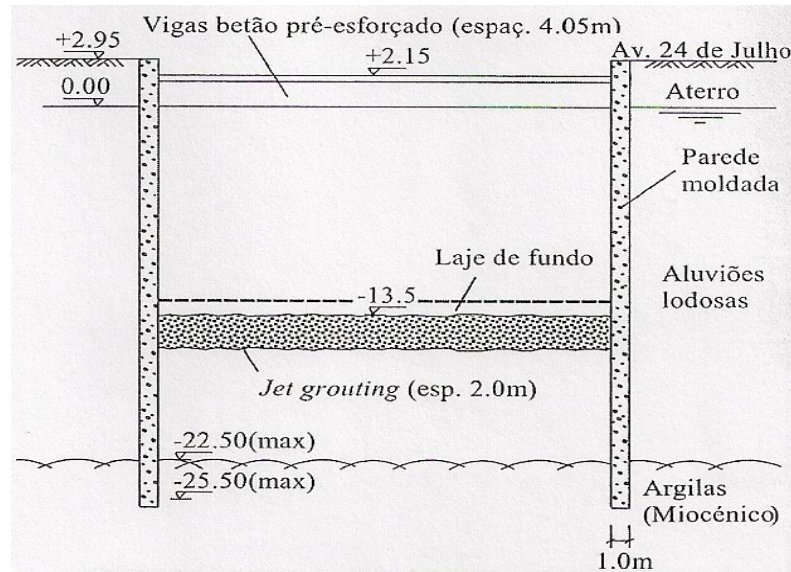


Fig. 3.10 - Corte esquemático da solução utilizada na construção da estação Cais do Sodré (Maravilhas da Engenharia em Portugal, 2000)

Resultou assim que, citando os autores do estudo (*in Maravilhas da Engenharia em Portugal*, FEUP Edições), o travamento com a laje de *jet grout* prévio à execução da escavação, conjugado com o fornecido pelas vigas de betão armado pré-esforçado, para suporte da cobertura, executadas após uma fase de escavação preliminar e, ainda, a elevada rigidez da parede moldada de betão armado permitiram a execução da escavação com deslocamentos laterais da cortina muito reduzidos, da ordem de 0,1% da profundidade de escavação.

3.8.2. METROPOLITANO DE TAIPEI, TAILÂNDIA

A técnica de construção de uma laje de *jet grout* foi também utilizada na construção da linha de *Nankang* do metro de Taipei, Tailândia.

A referência a esta obra, embora muito resumidamente, reveste-se de particular interesse dadas as semelhanças com o âmbito deste trabalho, uma vez que nesta obra também se realizaram escavações em solo mole, com recurso a laje de fundo em *jet grout* e pré-esforço no escoramento.

Foram realizadas diversas escavações profundas nesta linha, numa área onde as condições do solo eram relativamente uniformes. Nesta zona, as camadas de argila e silte estendem-se a cerca de 40

metros de profundidade, sendo cobertas por densos depósitos de cascalho. A resistência não drenada ao corte da argila levemente sobreconsolidada varia entre os 40 e os 100 kPa.

Na figura 3.11 é possível observar o esquema construtivo utilizado nas estações *Taipei City Hall* e *Yung-Tsung*.

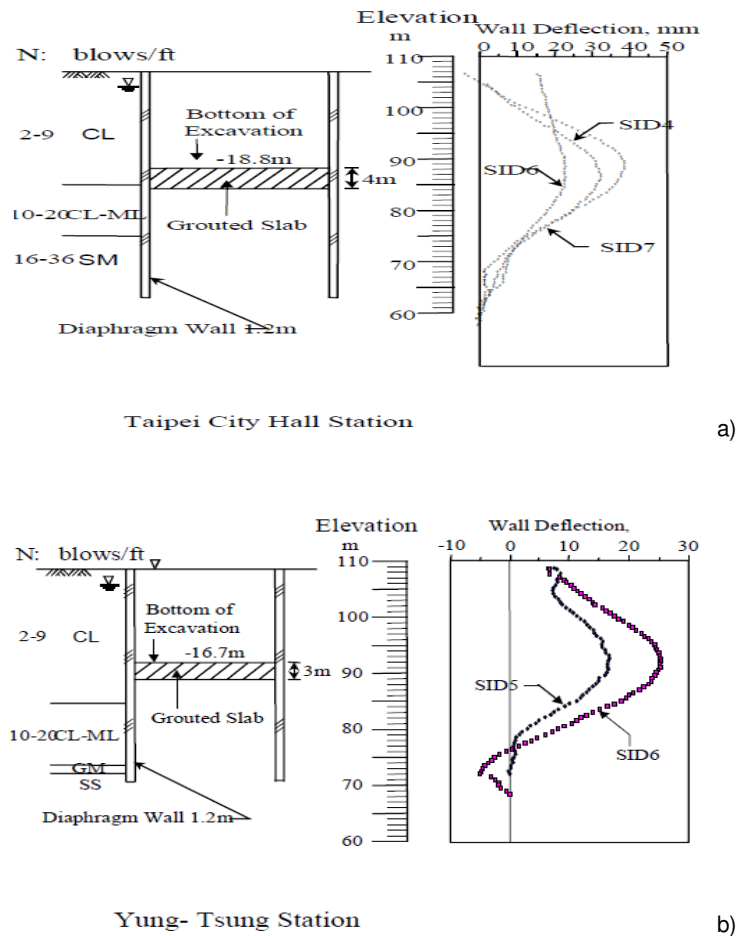


Fig. 3.11 - Cortes esquemáticos das soluções utilizadas na construção das estações: a) *Taipei City Hall*; b) *Yung-Tsung* (Dept. of Rapid Transit Systems, Taiwan)

Na estação *Taipei City Hall*, as características mais relevantes da obra são:

- escavação realizada a uma profundidade de 18,8 m de profundidade;
- laje em *jet grout* de 4 m de espessura instalada previamente, imediatamente abaixo da base de escavação;
- formação de colunas de *jet grout* com 1,2 m de diâmetro, formando centros de 1,04 m em padrão triangular;
- parede de contenção suportada por 5 níveis de escoras em aço, pré-esforçadas com 50% do esforço de dimensionamento;

- testes laboratoriais ao solo tratado indicaram resultados de resistência à compressão entre os 2 e os 5,5 MPa.

Quanto à estação *Yung-Tsung*, destacam-se os seguintes aspectos:

- escavação realizada a uma profundidade de 16,7 m de profundidade;
- laje em *jet grout* de 3 m de espessura instalada previamente, imediatamente abaixo da base de escavação;
- formação de colunas de *jet grout* com 1,6 m de diâmetro, formando centros de 1,2 m em padrão triangular;
- parede de contenção suportada por laje de cobertura, laje em betão armado e 3 níveis de escoras em aço, pré-esforçadas com 50% do esforço de dimensionamento;
- testes laboratoriais ao solo tratado indicaram resultados de resistência à compressão entre os 2 e os 4 MPa.

Das conclusões retiradas da obra pelos seus autores importa reter a grande contribuição da laje de *jet grout*, em ambas as estações, na redução dos deslocamentos laterais da cortina. Nos casos acima mencionadas a redução foi de cerca de metade em relação aos valores que ocorreriam sem laje de fundo. O pré-esforço nas escoras contribuiu também, embora de forma menos significativa, para a redução dos deslocamentos, atingindo-se uma redução de cerca de 25% em relação ao esperado sem o pré-esforço.

3.8.3. CENTRO COMERCIAL EM VILA NOVA DE GAIA, PORTUGAL

Embora não esteja directamente relacionado com o estudo em questão no presente trabalho apresenta-se agora um exemplo da aplicação da técnica de *jet grouting* na construção de um centro comercial em Vila Nova de Gaia em 2005.

Nesta obra procedeu-se à execução de colunas de *jet grout* com o objectivo de tratar o solo entre as estacas moldadas (figuras 3.12 e 3.13) com vista à melhoria das condições de escavação pela redução da permeabilidade entre as estacas e, conseqüentemente, pela diminuição de afluência de água à escavação.

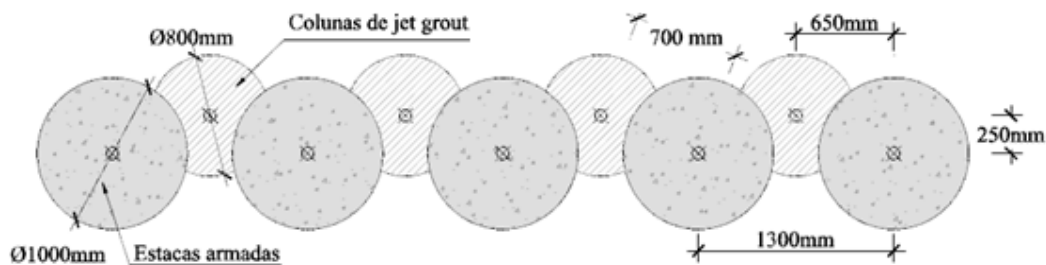


Fig. 3.12 - Esquema de implantação das colunas de *jet grout* (Mota-Engil Engenharia, SA)



Fig. 3.13 - Vista parcial da contenção (Mota-Engil Engenharia, SA)

A solução desenvolvida é caracterizada por:

- 406 colunas com 800mm de diâmetro;
- profundidades definidas até 1,0 m abaixo da cota de escavação, garantindo o encastramento em rocha granítica;
- comprimentos das colunas que variaram entre os 12,00 m e os 24,50 m de comprimento, perfazendo um total de 7.329 ml e comprimentos médios da ordem dos 18,0 m;
- utilização do sistema de jacto triplo (JET 3);
- realização de três colunas de teste com vista a aferir os parâmetros a utilizar para o diâmetro preconizado, tendo-se alcançado diâmetros superiores ao preconizado no projecto (> 0,8m).

Importa ainda referir que, para obter o máximo rendimento possível dos trabalhos, foi utilizado um equipamento de pré-furação à roto-percussão que executava a furação em avanço.

Com vista a acelerar o processo de execução, o equipamento de execução de colunas de *jet grout* estava equipado com um mastro comprido que permitia atingir o máximo de profundidade previsto para as colunas (cerca de 26,0m), executando cada coluna de uma só vez sem necessidade de recorrer à colocação vara a vara.

Desta forma conseguiram-se atingir rendimentos médios de 100 a 120m de coluna por cada turno de trabalho.

Foi ainda efectuado um rigoroso controlo de qualidade, caracterizado pelo seguinte:

- controlo da implantação topográfica de cada furo;
- controlo da verticalidade das varas de furação com aplicação de nível;
- verificação da profundidade e tipo de terrenos atravessados;
- registo manual e automático dos parâmetros utilizados – pressões, caudais, velocidade de subida, rotações;

- verificação da continuidade do refluxo de lama sobranete;
- verificação das características da calda – quantidades, traço, e peso específico;
- verificação do peso específico da lama de refluxo.

4

ESTUDO BASE

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentado um exemplo base que compreende o estudo de uma estrutura de contenção multi-escorada com reforço do fundo de escavação com laje de *jet grout*, durante e após a construção, num solo argiloso mole.

Inicialmente será feita uma breve exposição do modelo numérico e do modelo constitutivo do solo utilizado no estudo base.

Posteriormente serão introduzidas algumas considerações relativas à geometria do problema, assim como os parâmetros caracterizadores do comportamento do solo.

Por fim, analisa-se o comportamento do problema a curto prazo e diferido no tempo, com especial relevância à evolução dos estados de tensão efectiva, dos deslocamentos da cortina, dos esforços nas escoras, dos excessos de pressão neutra, dos níveis de tensão e dos esforços na laje de *jet grout*.

Este problema base servirá para avaliar a influência de diversos parâmetros através da comparação com análises posteriores (capítulo 5).

4.2. MODELO NUMÉRICO

4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O modelo numérico utilizado neste estudo, designado por “RECRIB”, foi desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), tendo por base o método dos elementos finitos. Este programa incorpora diferentes tipos de elementos, permitindo modelar os diversos constituintes das estruturas geotécnicas, assim como o estudo detalhado das tensões e das deformações das estruturas e dos factores que as influenciam e determinam.

No contexto deste estudo, as hipóteses teóricas principais consideradas no modelo são as seguintes:

- simulação de estados planos de deformação;
- formulação acoplada das equações de equilíbrio considerando as relações constitutivas em termos de tensões efectivas (análises acopladas); esta formulação é aplicada em qualquer fase da obra, ou seja, durante e após a construção;
- utilização do modelo de estados críticos p - q - θ na simulação do comportamento constitutivo dos solos;
- simulação das interfaces solo-parede através de elementos de junta com comportamento elástico perfeitamente plástico, em tensões totais;

- simulação das escoras metálicas através de elementos-barra, com comportamento elástico linear.

4.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Ao se alterar o estado de tensão a que um maciço terroso saturado de muito baixa permeabilidade está sujeito, a acção fica instalada no esqueleto sólido (incremento de tensões efectivas) e no fluido intersticial (excesso de pressão neutra) devido ao 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.

As trajectórias de tensão diferem consoante a zona do maciço, sendo que usualmente a distribuição dos excessos de pressão neutra não é uniforme, implicando a geração de gradientes hidráulicos estabelecendo 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). A este fenómeno dá-se o nome de consolidação, a qual está associada a uma alteração de volume e distorção do maciço.

Nos maciços 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, o que faz com que seja necessário efectuar uma análise diferida no tempo ao comportamento de escavações em maciços argilosos.

Com o decorrer do processo de consolidação, processa-se a dissipação dos excessos de pressão neutra e o teor de água varia. Os movimentos diferidos no tempo dependem dos excessos de pressão neutra gerados durante a escavação e das condições de equilíbrio hidráulico a longo prazo, sendo expectável que os movimentos associados à consolidação do maciço assumam maior expressão em solos sobreconsolidados, uma vez que os excessos de pressão neutra negativos gerados são mais elevados.

4.2.3. O MODELO P-Q- θ

Na elaboração deste trabalho recorreu-se ao modelo de estados-críticos p-q- θ para simular o comportamento constitutivo do solo, sendo este 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 modelação do solo utilizaram-se elementos finitos triangulares híbridos, com 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais para os excessos de pressão neutra (nos vértices), como representado na figura 4.1a.

No que diz respeito à cortina e à laje de *jet grout* utilizaram-se elementos finitos triangulares com apenas 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados), tal como mostrado na figura 4.1b.

As escoras foram modeladas com elementos-barra de 3 nós (nas extremidades e a meio do elemento) e as interfaces solo-parede com elementos de junta de 6 nós (3 em cada face, nas extremidades e a meio do elemento), cujas representações se podem observar na figura 4.2.

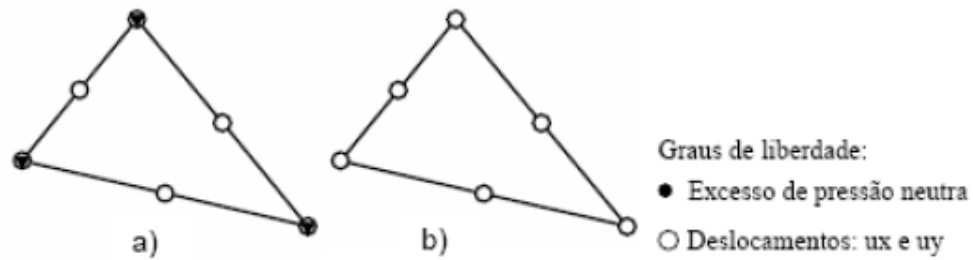


Fig. 4.1 - Graus de liberdade em elementos finitos (Borges, 1995)

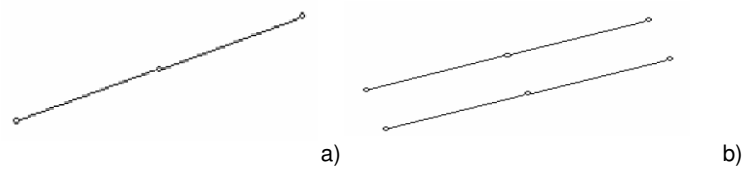


Fig. 4.2 - a) elemento de barra de 3 nós; b) elemento de junta de 6 nós (Borges, 1995)

Tendo presente, nas análises acopladas, o carácter incremental da integração no tempo das equações governativas (equações de equilíbrio e de escoamento), utilizam-se no modelo somente técnicas incrementais. Assim, em cada cálculo está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento de tempo) durante o qual se pode aplicar, ou não, uma determinada acção exterior (incremento de carga).

Desta forma, quanto menores forem os incrementos aplicados menor será a disparidade entre a solução incremental e a solução correcta, como se pode constatar pela figura 4.3.

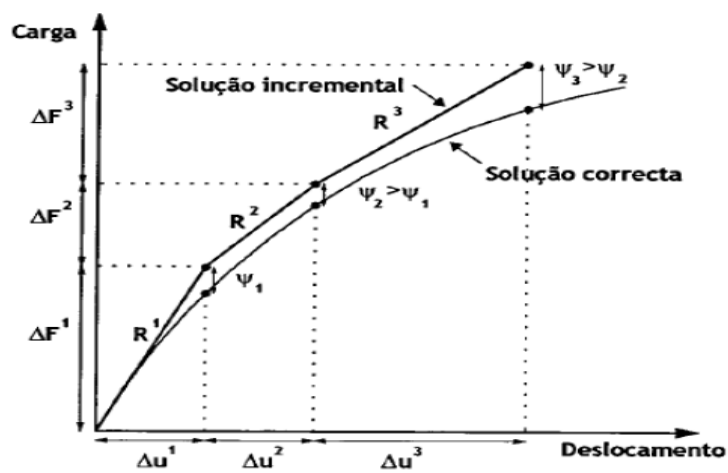
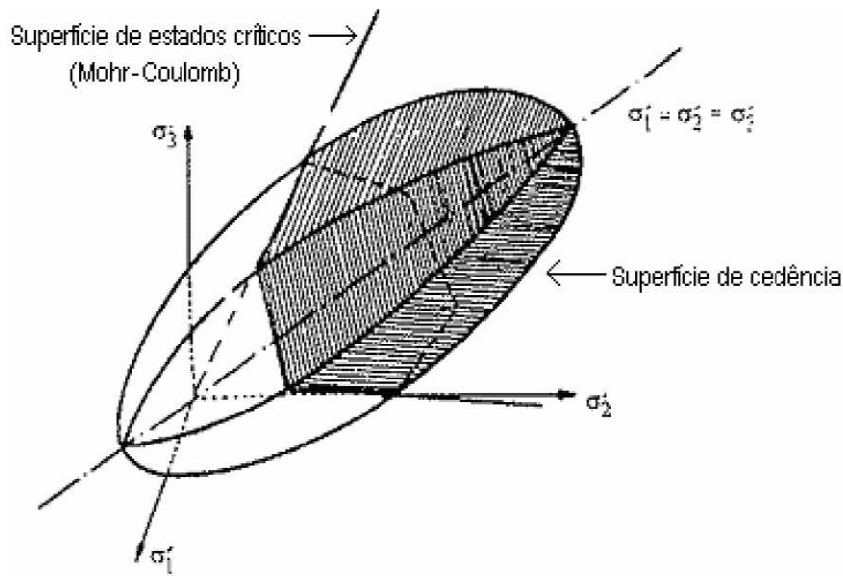


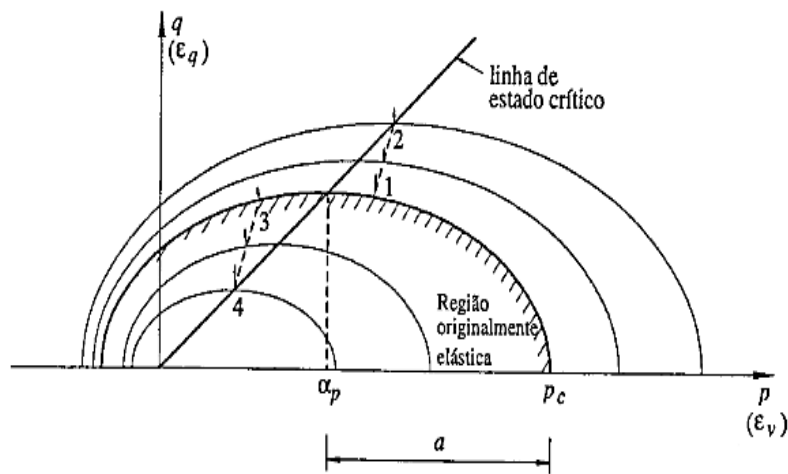
Fig. 4.3 - Método incremental (Lopes, 2004)

Como referido, o modelo p - q - θ utilizado na simulação do comportamento constitutivo dos solos estabelece uma distinção entre os conceitos de cedência e de rotura última mediante a consideração da noção de estado crítico, em conjugação com uma superfície de cedência dependente das deformações plásticas (Borges, 1995).

A superfície de cedência considerada no modelo p - q - θ é, no referencial p - q , uma elipse, sendo p a tensão média efectiva e q a tensão de desvio, tal como ilustrado na figura 4.4 b.



a)



b)

Fig. 4.4 - Superfícies de cedência do modelo p - q - θ : a) no espaço das tensões principais; b) no referencial p - q (Borges, 1995)

Durante a cedência e à medida que o solo sofre deformações plásticas, a superfície de cedência modifica-se, isto é, expande ou contrai consoante o solo endurece ou amolece. Ao endurecimento está associada a diminuição de volume, e ao amolecimento o seu aumento. O endurecimento é típico de solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados, enquanto o amolecimento é típico de solos mediana ou fortemente sobreconsolidados.

Para uma trajectória de tensão do tipo 1-2 (figura 4.4 b), o vector das deformações plásticas, normal à elipse, produz uma diminuição de volume que determina o endurecimento do solo (onde ϵ_v é a deformação volumétrica e ϵ_q a deformação distorcional). Na posição 2 cessa a ocorrência de deformações volumétricas e o solo deforma-se como um fluido friccional com volume constante. A trajectória 3-4 corresponde a um comportamento do modelo com amolecimento devido à dilatação do material, e conseqüente diminuição de tamanho por parte da elipse, atingindo no ponto 4 o limite correspondente a variação de volume nula.

Neste modelo, o parâmetro que define o declive da linha de estados críticos no referencial p - q , M , não é constante, dependendo 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 pois neste modelo para a superfície de estados críticos (figura 4.4).

Este modelo tem como vantagem a utilização de poucos parâmetros geotécnicos, garantindo no entanto que os aspectos fundamentais do comportamento mecânico do solo são atendidos (Borges, 1995).

O estabelecimento do modelo engloba a aplicação dos seguintes parâmetros:

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

4.3. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA BASE

4.3.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO

A obra em estudo, cuja representação esquemática pode ser observada na figura 4.5, apresenta 18 m de largura e 12 m de profundidade, sendo contida nas periferias por paredes moldadas de betão armado com 0,8 m de espessura e altura total de 28 m, indo desde a superfície até ao estrato rígido.

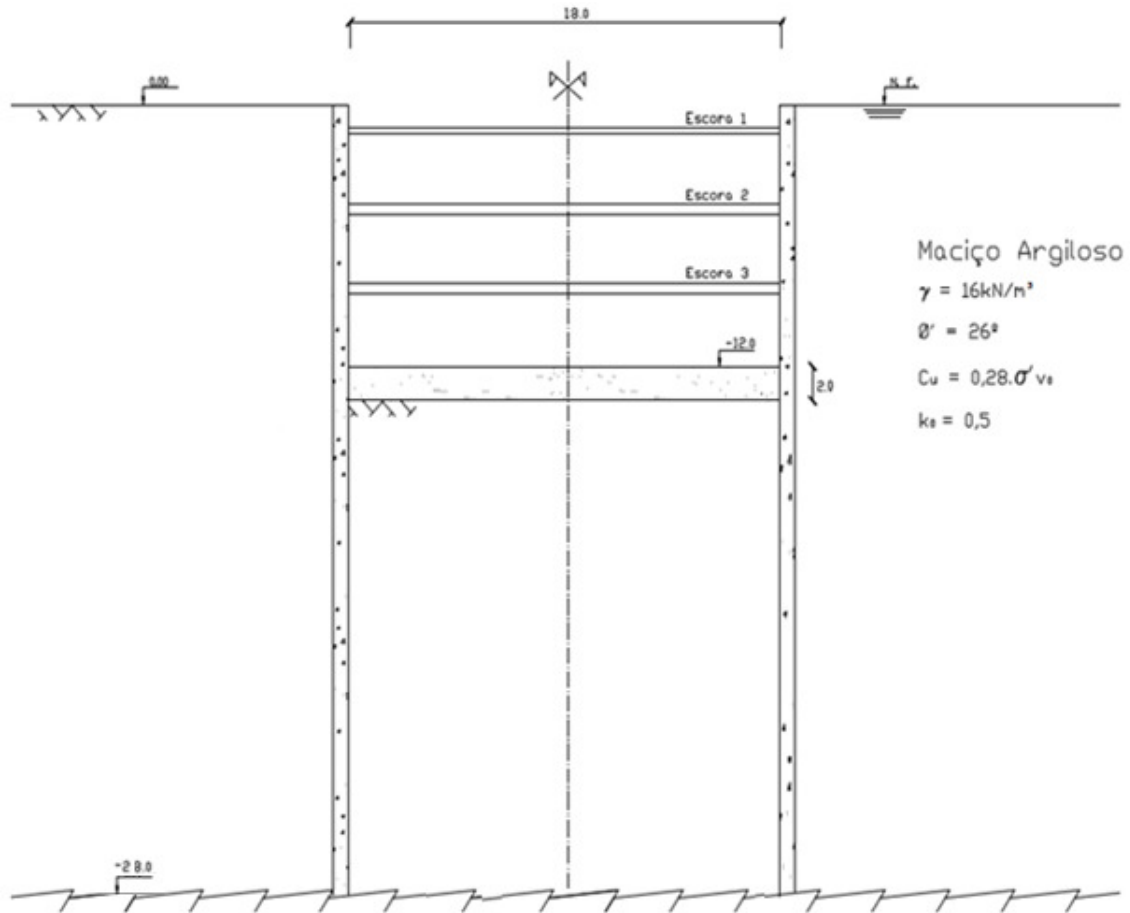
Durante o processo de escavação foram previstos 3 níveis de escoramento, às profundidades de 1,0 m, 5,0 m e 8,5 m, constituídos por perfis metálicos do tipo tubular de secção circular (aço Fe360) com afastamento longitudinal de 2,5 m. É importante salientar ainda o facto de se ter modelado as escoras com uma rigidez de 50% do valor real, tal como sugerido por O'Rourke (1992), dada a diferença constatada na observação de diversas obras entre a rigidez teórica e efectiva das escoras devido a folgas nas ligações daquelas à parede.

Será ainda utilizada a técnica de *jet grouting* para a execução, previamente ao início da escavação, de uma laje entre as cotas 12 m e 14 m com o objectivo de constituir escoramento da parede nessa zona.

Uma vez que se considerou que o desenvolvimento longitudinal da escavação é muito superior ao transversal, admitiu-se uma análise em termos de estado plano de deformação.

A escavação ocorre num maciço composto por um estrato de argila mole com 28 m de possança, sobrejacente ao estrato rígido que, devido à sua elevada rigidez e resistência face às camadas atrás citadas, se considerou indeformável. O nível freático (N.F.) é coincidente com a cota superficial do estrato de argila.

Interessa ainda referir que, por razões hidráulicas, se considera que no final da escavação se executam “furos de alívio” na laje de *jet grout*, de modo a que não existam subpressões de água a longo prazo sobre a face inferior da mesma.



	Espessura (mm)	Perfil (mm) / Área (cm ²)	Profundidade (m)
Escora 1	16,0	φ 219,1 / 102,00	1,00
Escora 2	25,0	φ 355,6 / 260,00	5,00
Escora 3	32,0	φ 406,4 / 376,00	8,50

Fig. 4.5 - Características da escavação e escoramento

Utilizando estas características procedeu-se à simulação da obra aplicando o modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos (Borges, 1995), como atrás referido.

A malha dos elementos finitos utilizada para discretizar o meio (figura 4.6) é composta por 4769 elementos repartidos da seguinte forma:

- solo argiloso: 3880 elementos triangulares *híbridos* de 6 nós;
- escoras: 9 elementos barra de 3 nós;
- cortina de betão: 544 elementos triangulares de 6 nós;
- laje de *jet grout*: 200 elementos triangulares de 6 nós;
- interfaces cortina-solo e cortina-laje de *jet grout*: 136 elementos de junta de 6 nós.

A disposição da malha privilegiou um maior refinamento das zonas onde se previam gradientes de tensões e hidráulicos mais elevados. Foram ainda inicialmente impostas na malha as condições de fronteira seguintes:

- deslocamentos horizontais nulos nos nós pertencentes ao eixo de simetria (fronteira lateral esquerda);
- deslocamentos horizontais nulos a partir de uma determinada distância relativamente à cortina (fronteira lateral direita); tal admite-se devido à influência da escavação no estado de tensão se desvanecer com o afastamento em relação à cortina; análises levadas a cabo por Costa (2005) comprovaram que para distâncias horizontais superiores a seis vezes a profundidade de escavação, a perturbação do estado de tensão deixa de ter significado, tendo-se adoptado esse critério para a truncagem do meio;
- 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, ou seja, na fronteira superior.

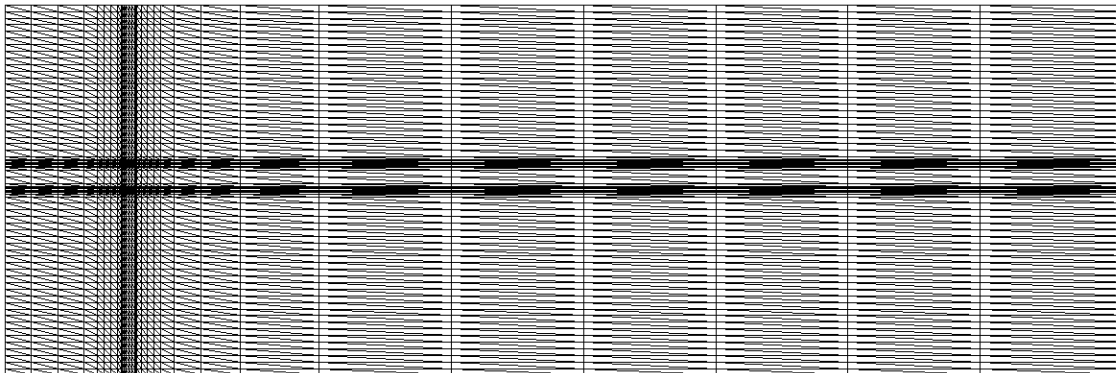


Fig. 4.6 - Malha de elementos finitos utilizada no estudo

4.3.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

O comportamento do estrato argiloso foi simulado utilizando os parâmetros indicados no Quadro 4.1, relativos ao modelo de estados críticos p-q- θ .

Quadro 4.1 - Parâmetros caracterizadores do modelo p-q- θ

	λ	k	N	Γ	v	$\phi' (^{\circ})$
ARGILA	0,18	0,025	3,158	3,05	0,25	26

Estes valores são semelhantes aos utilizados por Finno *et al* (1991) na análise da escavação HDR-4 realizada nos solos argilosos moles de Chicago, levando ao valor da resistência não drenada apresentada na figura 4.5.

Considerou-se o estado de tensão inicial como geostático, admitindo-se o peso volúmico de 16 kN/m³ para a argila. Admitiu-se para o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , o valor de 0,5 considerando-se ainda um grau de sobreconsolidação, OCR, igual a 1,0.

Para a parede de betão considerou-se um comportamento elástico, linear e isotrópico, com módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de 18 GPa e 0,2, respectivamente.

Nas escoras admitiu-se também um comportamento elástico, linear e isotrópico, sendo o módulo de elasticidade de 206 GPa, estando as mesmas adequadamente travadas a meio vão.

O modelo elástico linear isotrópico foi igualmente adoptado na simulação da laje de *jet grouting*, com um módulo de elasticidade de 150 MPa e um coeficiente de Poisson de 0,2, valores típicos para este material neste tipo de solos.

Quanto ao comportamento das interfaces solo-parede, tendo em conta os resultados experimentais relativos a ensaios de corte entre solo argiloso e parede moldada apresentados por Matos Fernandes (1983), admitiu-se que a interface seria traduzida por um modelo elástico perfeitamente plástico, onde a resistência ao corte seria igual à resistência não drenada inicial do solo ao mesmo nível, sendo mobilizada para um deslocamento tangencial relativo de 1,0 mm. Para a rigidez normal adoptou-se um valor elevado para não permitir o deslocamento normal relativo da junta. Relativamente às interfaces parede-laje de *jet grout* adoptou-se um critério idêntico ao das interfaces solo-parede.

Importa referir que, face ao processo construtivo da laje de *jet grout* (posterior à execução da parede, mas anterior à escavação), não existe ligação (continuidade) entre a parede e a laje, pressupondo-se a existência de uma fina camada de solo entre elas, que justifica a consideração do critério atrás referido para as respectivas interfaces.

4.3.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

Foi admitido inicialmente que o nível freático se encontra à superfície do terreno sendo coincidente com a fronteira superior do estrato argiloso. Para a permeabilidade foi considerado um comportamento isotrópico, com um valor do coeficiente de permeabilidade (k) constante e de valor igual a 10^{-9} m/s. Tanto a parede moldada como o estrato firme foram considerados impermeáveis.

No final da escavação, devido aos “furos de alívio” na laje, impôs-se como condição de fronteira hidráulica, nos pontos da superfície inferior da laje, a pressão de 20 kPa, admitindo que a pressão é nula nas extremidades superiores dos “furos de alívio”, ou seja, na face superior da laje.

No lado suportado do maciço considera-se que, durante a construção e no período pós-construção, o nível freático se mantém constante, enquanto que do lado da escavação o nível freático se encontra ao nível da base da mesma, como ilustrado na figura 4.7.

Por último importa mencionar o facto de se ter considerado a condição de impermeabilidade das fronteiras laterais, devido ao facto de, por um lado, a fronteira lateral esquerda coincidir com o plano de simetria do problema e, por outro lado, a fronteira lateral direita se relacionar com a truncagem do meio.

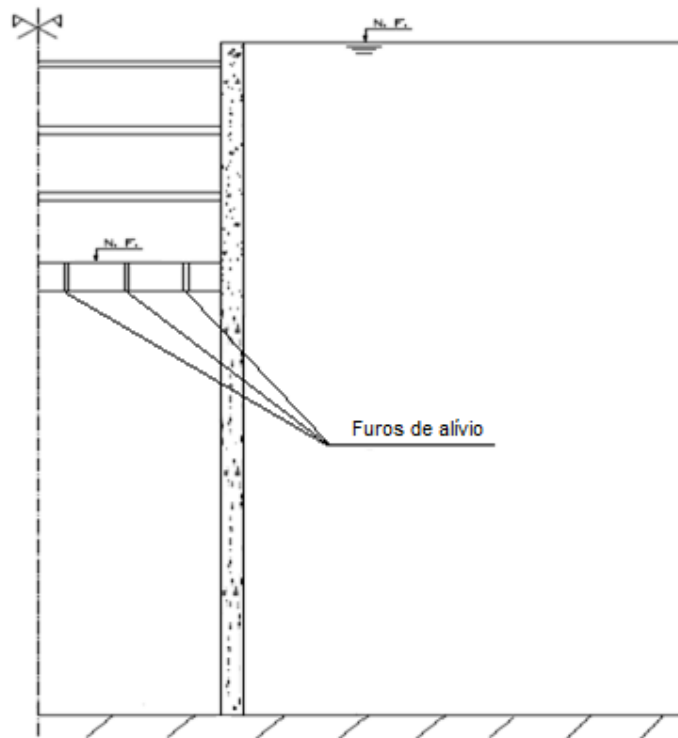


Fig. 4.7 - Condições hidráulicas no final da consolidação

4.4. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.4.1. INTRODUÇÃO

Nesta secção serão comentados os resultados alcançados a partir da modelação numérica.

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

Teoricamente, 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 parâmetro A de Skempton, e do tipo de trajectória das tensões totais considerada, como mostra a figura 4.8.

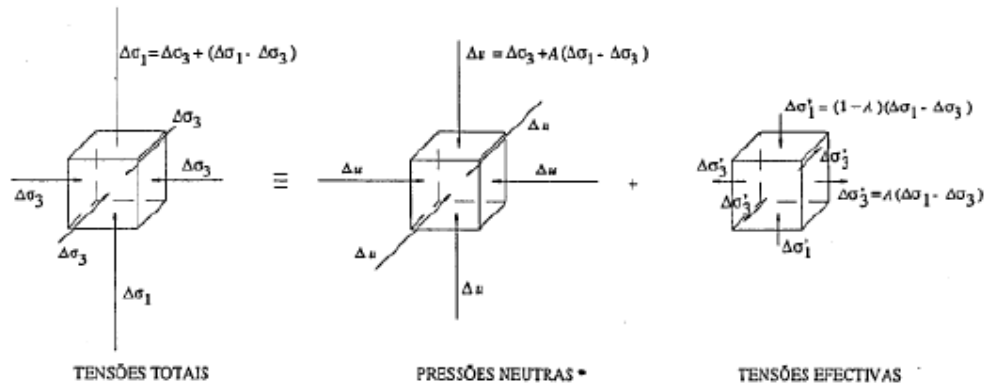


Fig. 4.8 - Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado, correspondente à solicitação do provete por uma carga isotrópica (igual em todas as direcções) seguida de uma carga axial (Borges, 1995)

Finalizada 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 conseqüente prossecução no tempo do escoamento do fluido até ao estado final de aquisição das condições de equilíbrio hidráulico (Borges, 1995).

Para uma melhor interpretação dos resultados o estudo base foi dividido em duas fases distintas: o período de construção e o período pós-construção (fase de consolidação).

4.4.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO

4.4.2.1. Evolução do estado de tensão

No decurso do período de construção verificam-se variações de tensões resultantes do processo de escavação nomeadamente tensões efectivas (esqueleto sólido) e variações de pressões neutras (associadas à água).

Na análise deste período foram consideradas diferentes fases de escavação, cujos resultados relativos a tensões são apresentados nas Figuras 4.9 a 4.16.

No que diz respeito aos excessos de pressão neutra (figura 4.9) é possível concluir o seguinte:

- em todas as fases de escavação geram-se excessos de pressão neutra negativos, crescentes à medida que a profundidade de escavação aumenta, o que se justifica com a diminuição da pressão média total associada ao processo de escavação;
- os valores absolutos mais elevados verificam-se na zona subjacente à escavação dado que é nesta zona que ocorre a maior diminuição da tensão média total;
- os incrementos negativos das pressões neutras são mais elevados junto à base de escavação, diminuindo com a profundidade;
- no lado suportado do maciço geram-se também excessos de pressão neutra negativos, ainda que de grandeza significativamente inferior aos gerados no lado escavado; tal facto é explicado pela menor diminuição da tensão média total no lado suportado uma vez que neste lado não existe escavação; a cortina e a laje de *jet grout* representam também um papel fundamental dado que

evitam uma descompressão do maciço da mesma ordem de grandeza da verificada no lado escavado;

- no lado suportado os valores dos excessos de pressão neutra (em valor absoluto) aumentam em profundidade dado que ocorre maior descompressão do maciço associada à escavação, para profundidades superiores à da face inferior da laje de *jet grout*.

Adicionalmente apresentam-se na figura 4.10 os resultados das pressões neutras, os quais estão de acordo, tal como o esperado, com os resultados dos excessos de pressão neutra.

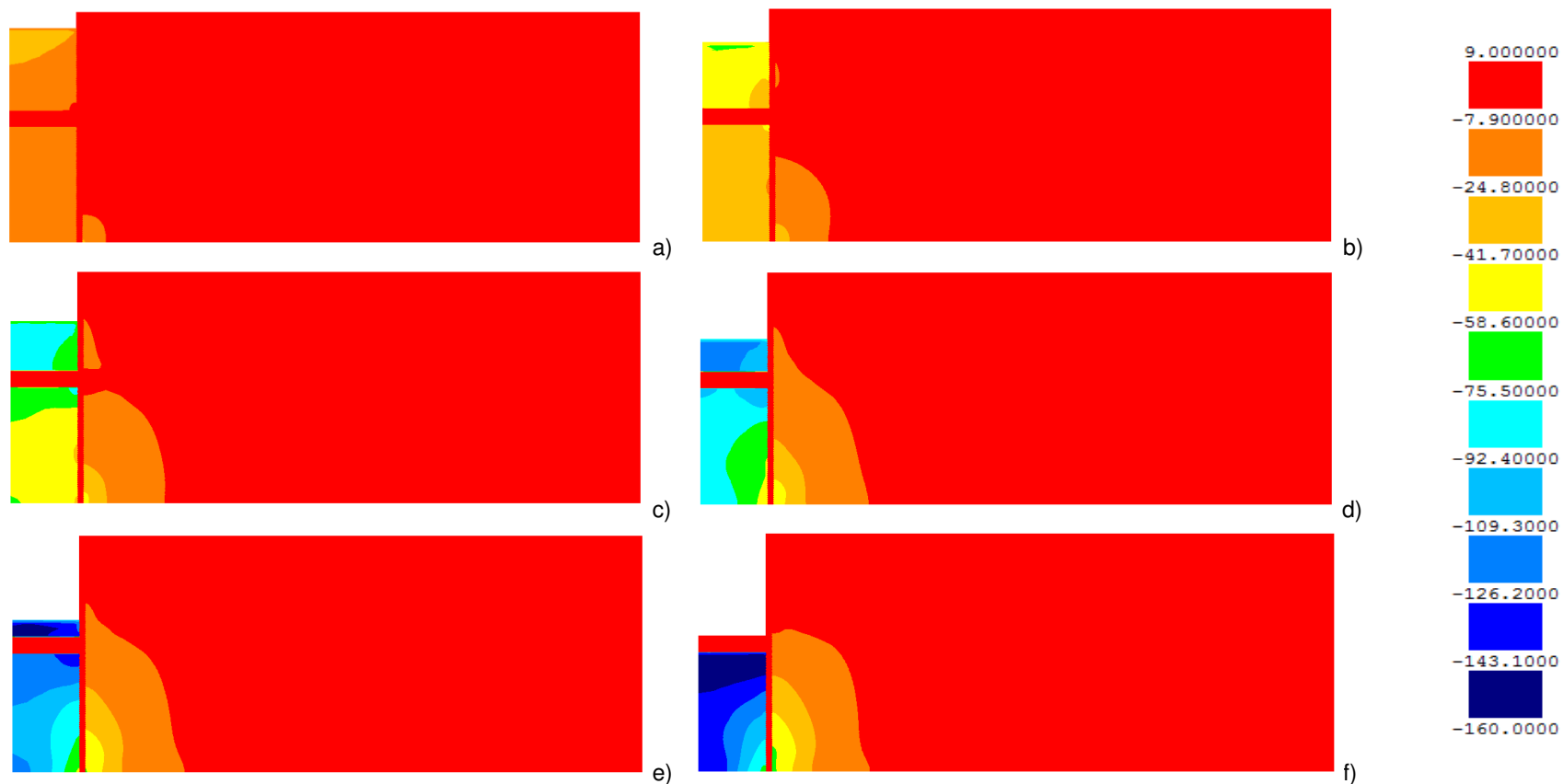


Fig. 4.9 - Excessos de pressão neutra no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

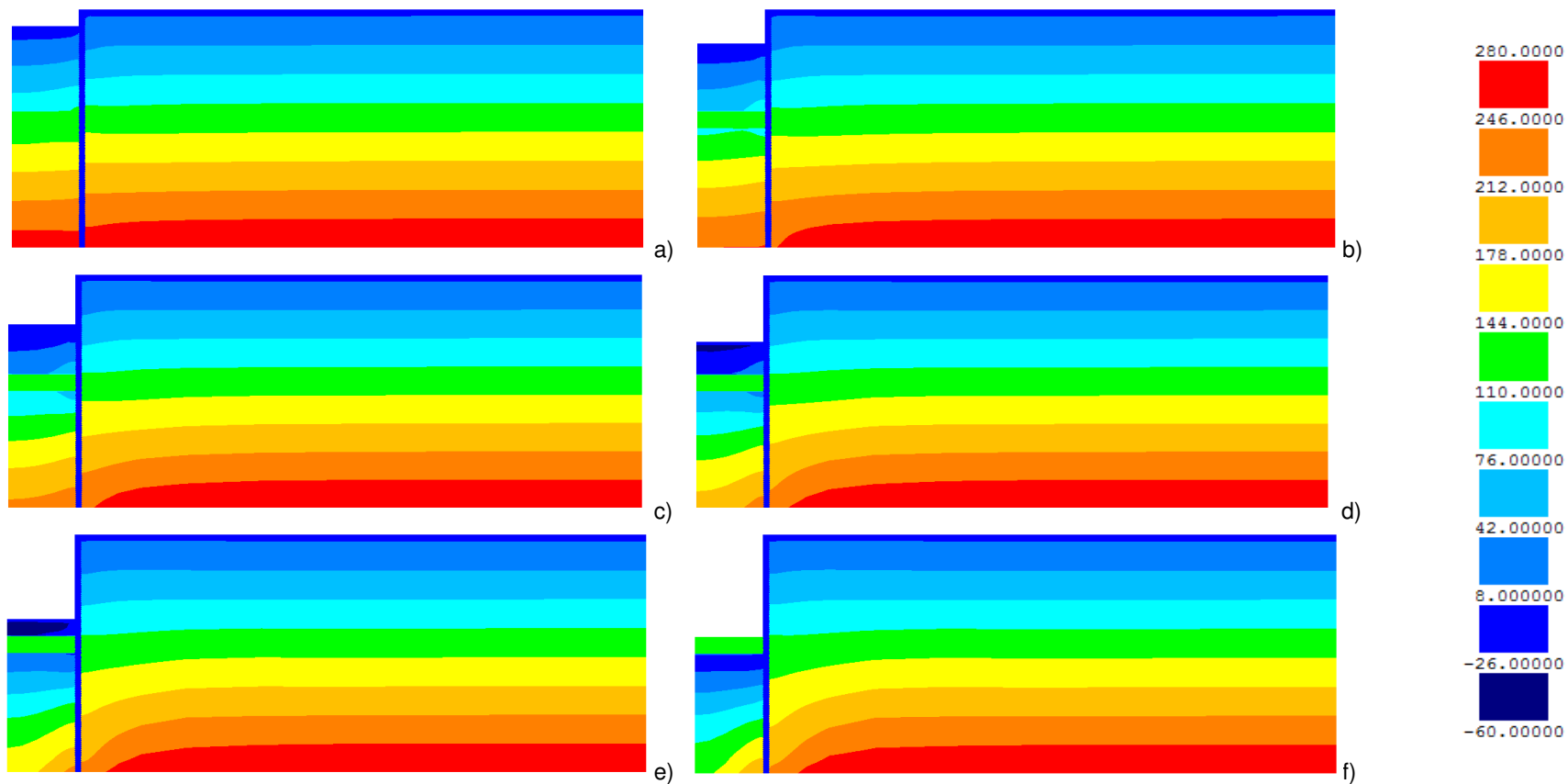


Fig. 4.10 - Pressões neutras no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

Na figura 4.11 apresentam-se os resultados relativos às tensões efectivas horizontais assim como os seus incrementos na figura 4.12.

Analisando estas figuras pode-se concluir o seguinte:

- a tensão no solo do lado escavado aumenta gradualmente à medida que a profundidade de escavação aumenta. Este aumento é mais notório abaixo da laje de *jet grout*, na zona junto ao eixo de simetria;
- o valor máximo das tensões é atingido no final da escavação;
- no lado suportado nota-se um ligeiro aumento nas zonas próximas da laje de *jet grout*;
- a maior diminuição das tensões efectivas horizontais verifica-se junto à base da cortina, no final da escavação.

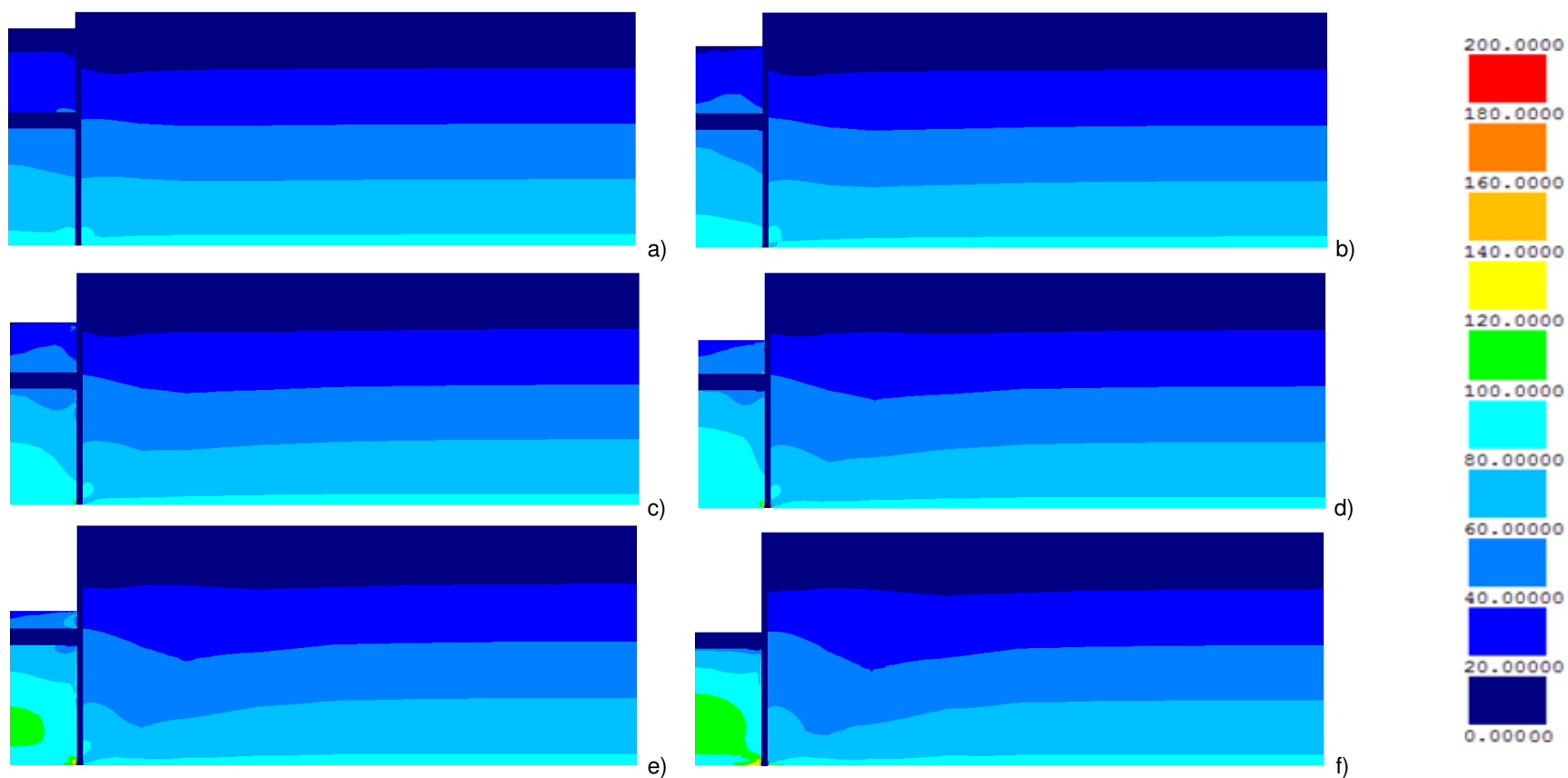


Fig. 4.11 - Tensões efectivas horizontais no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

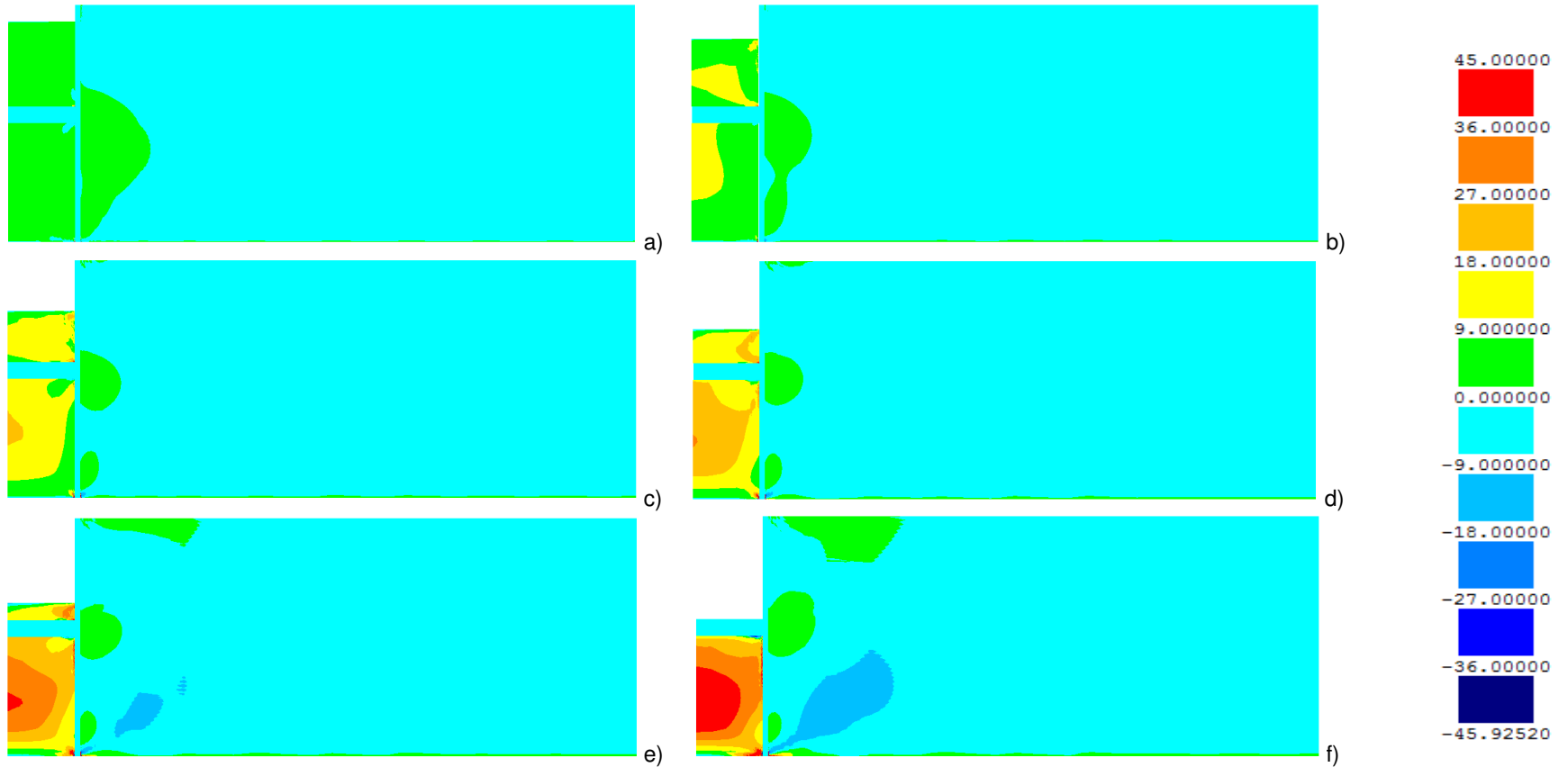


Fig. 4.12 - Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

Na figura 4.13 apresentam-se os resultados relativos às tensões efectivas verticais e, como anteriormente, os seus incrementos na figura 4.14.

Acerca destas figuras pode-se comentar o seguinte:

- no maciço do lado escavado as tensões efectivas verticais tendem a diminuir à medida que a escavação avança, verificando-se uma maior redução na zona junto ao eixo de simetria, sobretudo a partir dos 8m de escavação;
- no lado suportado verifica-se uma ligeira diminuição da tensão efectiva vertical nas zonas junto à cortina, sendo que é junto à extremidade inferior desta que se verifica a maior diminuição das tensões;

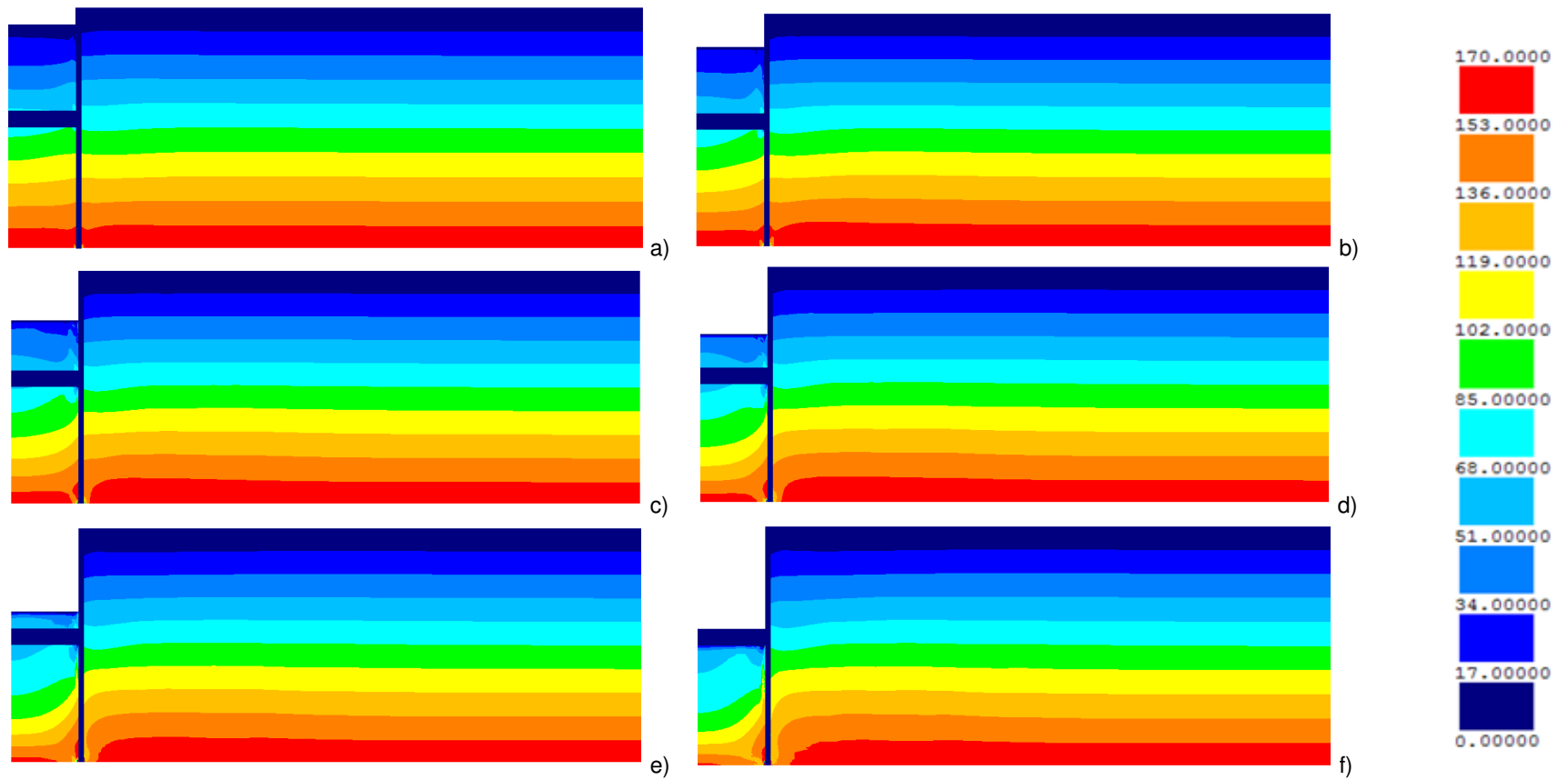


Fig. 4.13 - Tensões efectivas verticais no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

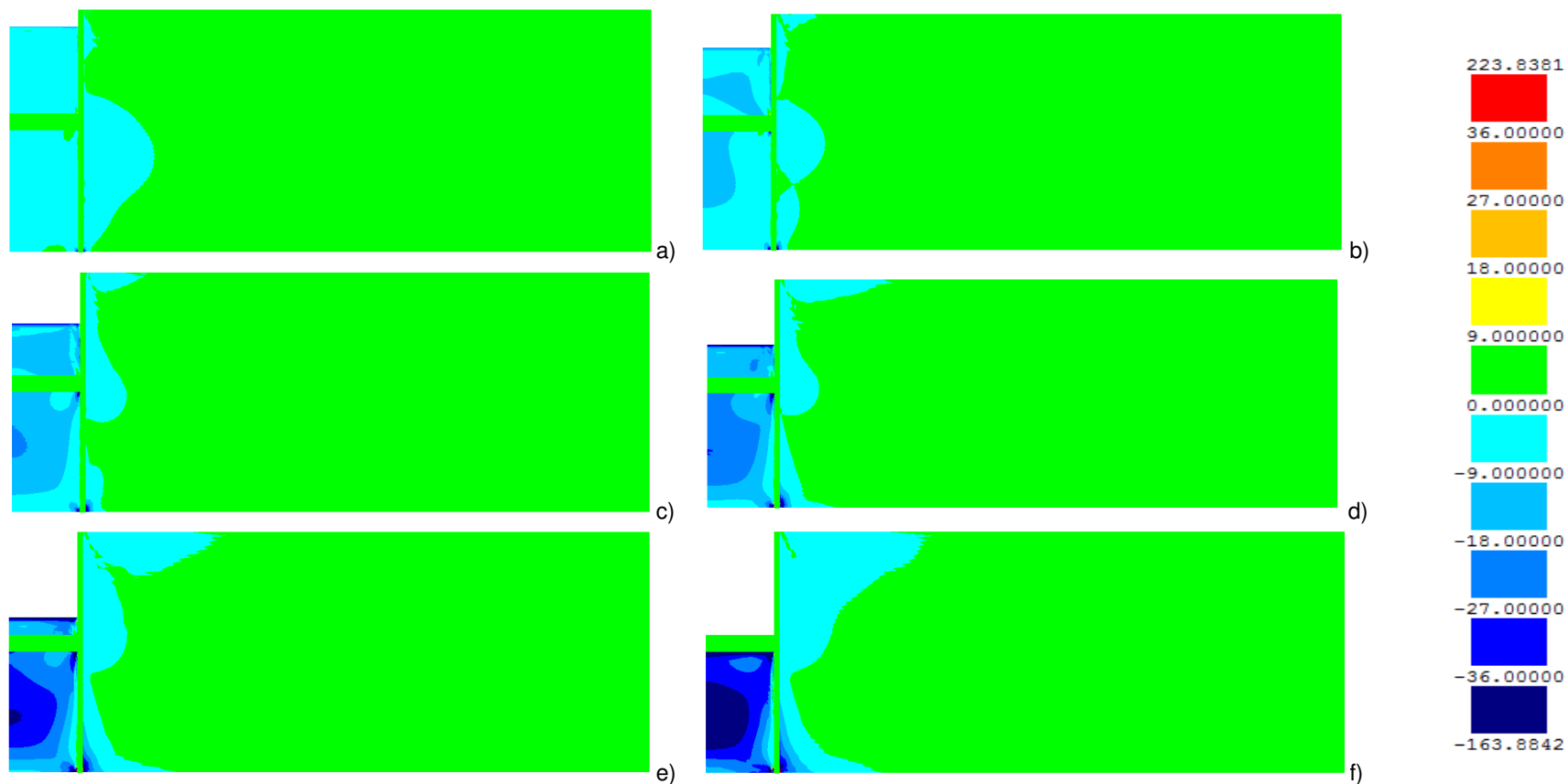


Fig. 4.14 - Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

No que diz respeito às tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) representadas na figura 4.15 pode-se comentar o seguinte:

- no maciço subjacente à escavação verifica-se um elevado aumento das tensões de corte nas zonas junto à parede de betão armado, que assumem maior impacto à medida que a escavação avança, indicando que nesta zona as direcções vertical e horizontal deixam de ser direcções principais de tensão;
- no maciço do lado suportado denota-se um forte incremento das tensões de corte, que é mais expressivo na zona abaixo da cota de escavação do que na zona escorada; à medida que a distância à cortina aumenta as tensões de corte vão diminuindo, tendendo para zero (estado de tensão inicial);

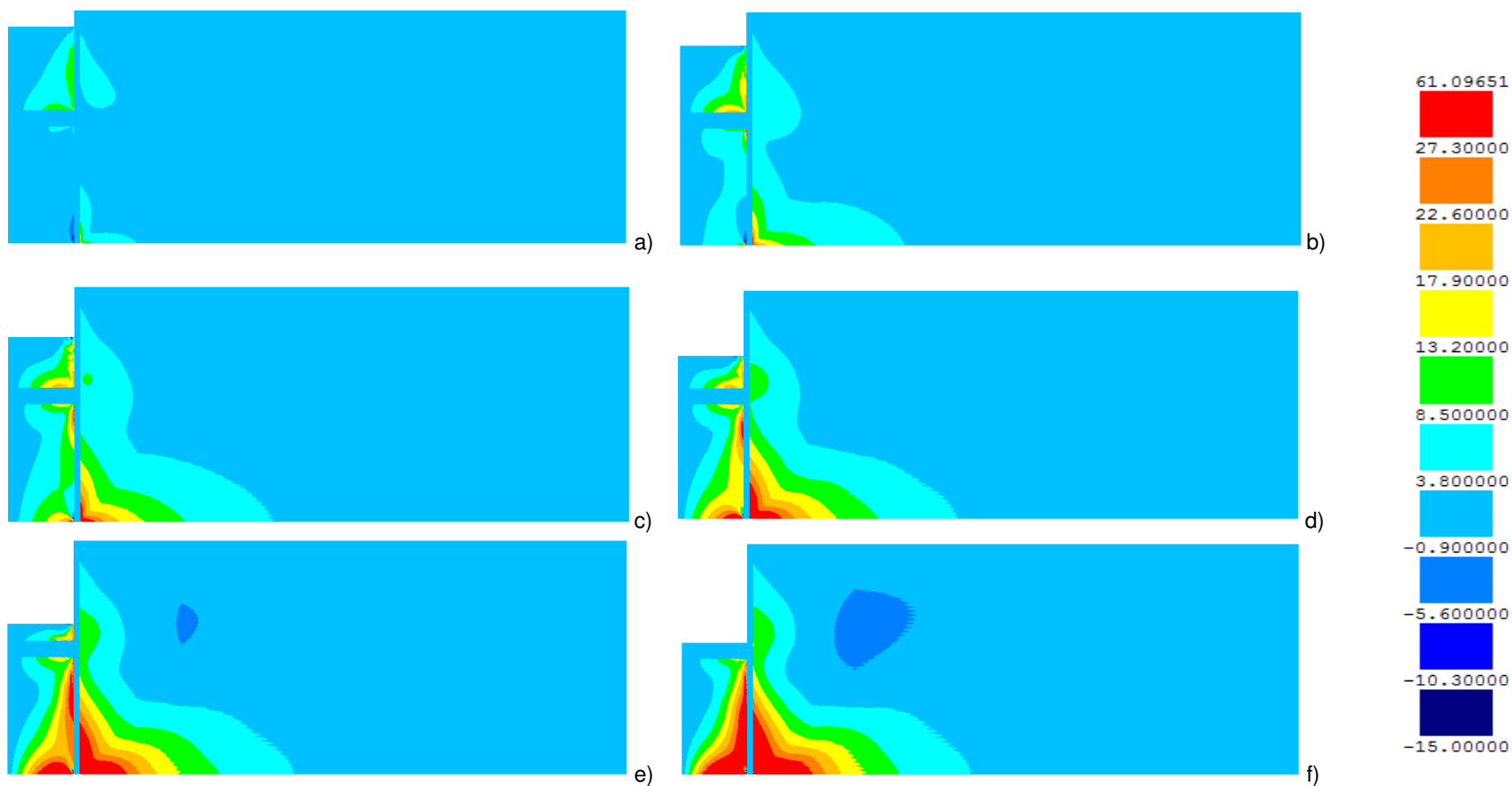


Fig. 4.15 - Tensões de corte (τ_{xy}) no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

Na figura 4.16 estão representadas as colorações respeitantes aos níveis de tensão mobilizados para as diferentes fases da escavação.

O nível de tensão quantifica a proximidade do estado de tensão relativamente ao estado crítico sendo definido por:

$$SL = \frac{q}{p \cdot M} \quad (4.3)$$

onde 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, como o encontrado neste estudo, o nível de tensão varia entre 0 e 1, em que 1 corresponde ao estado crítico. Em solos sobreconsolidados, SL pode apresentar valores superiores a 1, correspondentes a estados de tensão na vizinhança da resistência de pico. Analisando a expressão 4.3 pode-se constatar que o nível de tensão aumenta quando a tensão de desvio (q) aumenta e/ou a tensão média (p) diminui.

Os resultados de SL apresentados na figura 4.16 indicam que:

- do lado suportado, o nível de tensão aumenta com a escavação, principalmente acima da laje de *jet grout* nas primeiras fases, e abaixo nas últimas; no final da escavação nota-se que os valores do nível de tensão são menos elevados junto à laje de *jet grout*, devido ao efeito de apoio desta;
- do lado escavado, o nível de tensão diminui um pouco com a escavação, facto que se deve essencialmente ao aumento da tensão efectiva horizontal, como se viu anteriormente;

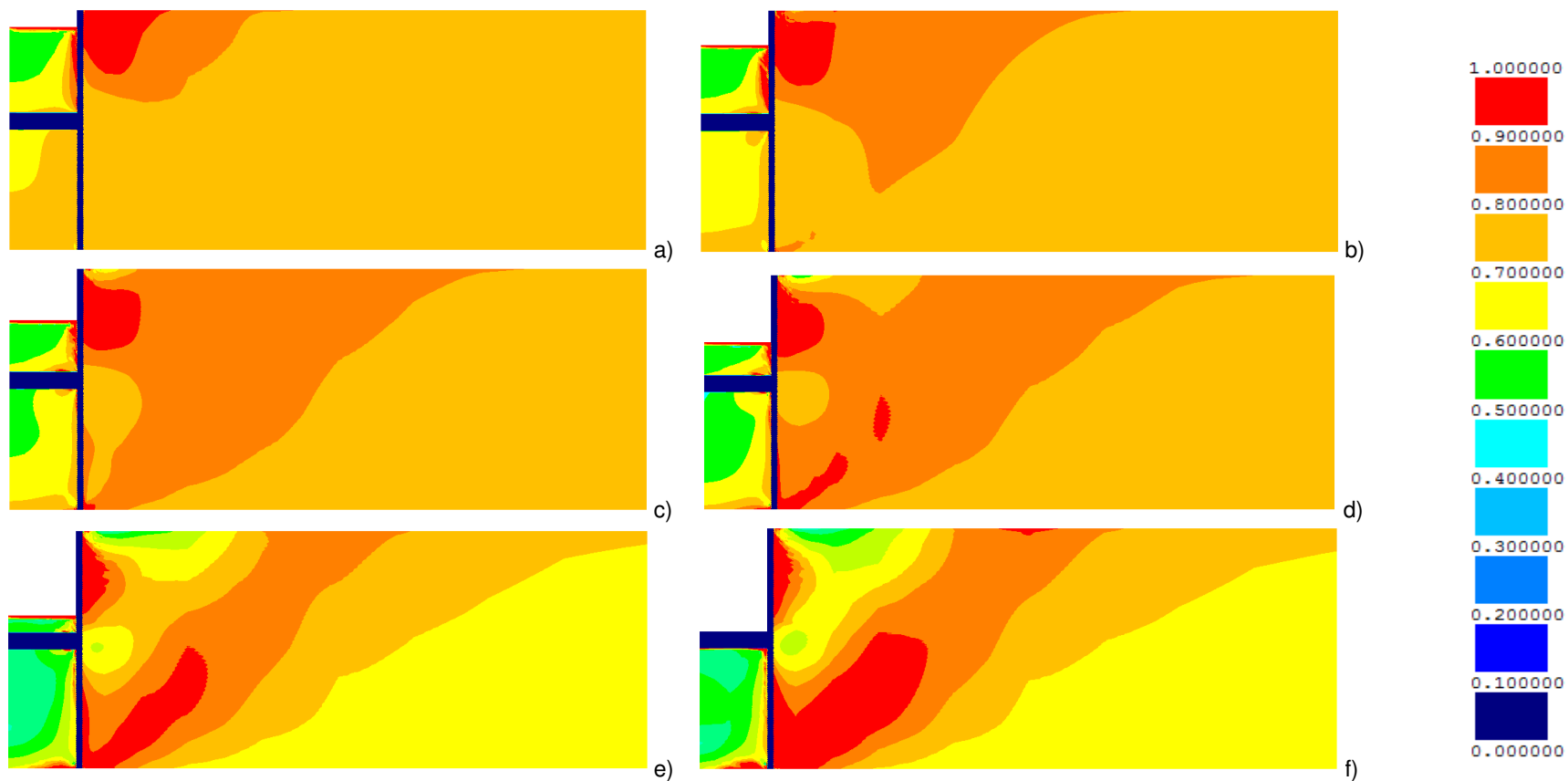


Fig. 4.16 - Níveis de tensão no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação; f) aos 12m de escavação

4.4.2.2. Deslocamentos

Apresentam-se na figura 4.17 as configurações das deformadas, ampliadas de um factor de 10 para os deslocamentos, no decorrer do processo de escavação.

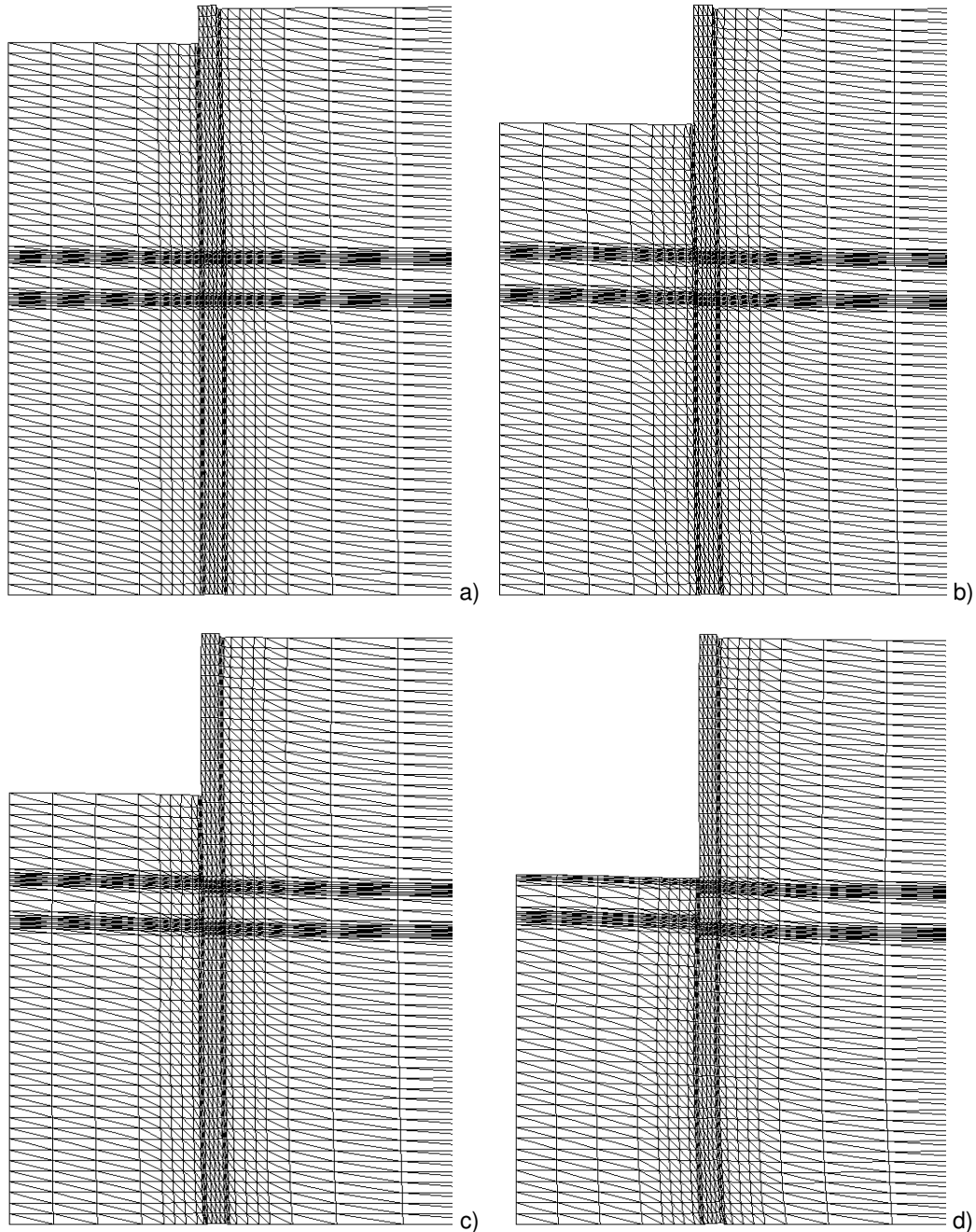


Fig. 4.17 - Configurações das deformadas no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 6m de escavação; c) aos 8m de escavação; d) aos 12m de escavação

Para uma melhor análise dos deslocamentos apresentam-se de seguida gráficos com valores numéricos dos deslocamentos para diversas fases e elementos.

Na figura 4.18 são apresentados os deslocamentos laterais da cortina para as diversas fases de escavação.

Analisando a figura é possível constatar que, para uma cota superior a 16m (face superior da laje de *jet grout*), as curvas apresentam um comportamento diferente. A curva de deslocamentos correspondente aos 2m demonstra uma tendência praticamente linear, ao invés das restantes que possuem uma tendência de curvatura. Tal facto explica-se com a colocação da escora 1 à profundidade -1,0 m, após escavação de 1,5 m.

Dos 4 m aos 12 m de escavação as curvas apresentam uma tendência curvilínea acima da cota dos 16 m sendo que no topo o deslocamento é aproximadamente igual em todas as fases.

A partir dos 6 m de escavação a cortina apresenta um deslocamento sensivelmente igual à cota 23 m, tal como o esperado uma vez que a escora 2 é colocada à profundidade -5,0 m.

A influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos da parede é perfeitamente visível no gráfico.

Na zona abaixo da laje verifica-se um aumento gradual dos deslocamentos até à cota de 9,0 m tendo posteriormente tendência a diminuir atingindo o mínimo junto ao estrato rígido. Tal era de esperar dado que a laje e o estrato rígido actuam como inibidores dos deslocamentos da cortina.

É ainda possível concluir que os deslocamentos da cortina abaixo da laje aumentam com o aumento da profundidade de escavação, sendo que o máximo deslocamento observado tem o valor de 3,93 cm à cota 9,0 m, para uma profundidade de escavação de 12 m. Este valor corresponde a cerca de 3,27% da profundidade de escavação.

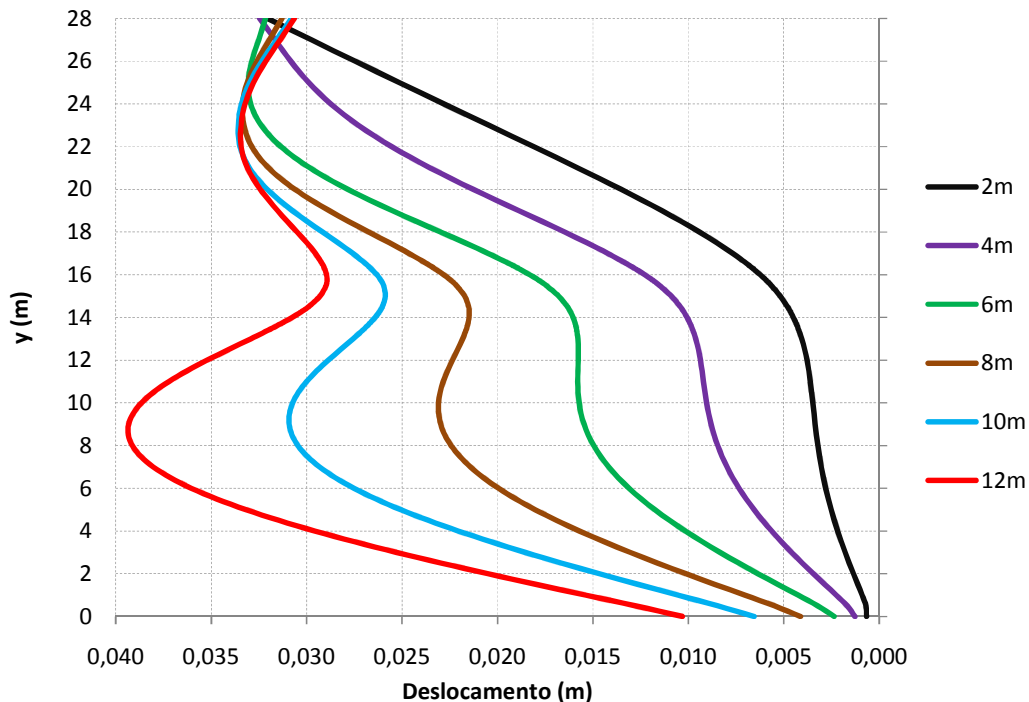


Fig. 4.18 - Deslocamentos laterais da cortina para diferentes profundidades de escavação

As figuras 4.19 e 4.20 representam, respectivamente, os perfis de deslocamentos horizontais e verticais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação.

Tais figuras são importantes na análise de eventuais danos que os deslocamentos possam causar em estruturas vizinhas.

Ambas as figuras permitem concluir que os deslocamentos aumentam à medida que a escavação progride.

No caso dos deslocamentos horizontais o máximo ocorre junto à parede de betão, como era esperado, sendo o valor máximo registado de 3,25 cm. Aos 10 e 12m de escavação verifica-se ainda a ocorrência de um novo máximo local a uma distância de aproximadamente 20 m da cortina.

Relativamente aos deslocamentos verticais do lado suportado verifica-se um máximo relativo junto à cortina de betão sendo no entanto a cerca de 13 m da cortina, e para o final da escavação, que se dá o máximo deslocamento vertical com o valor de 2,35 cm.

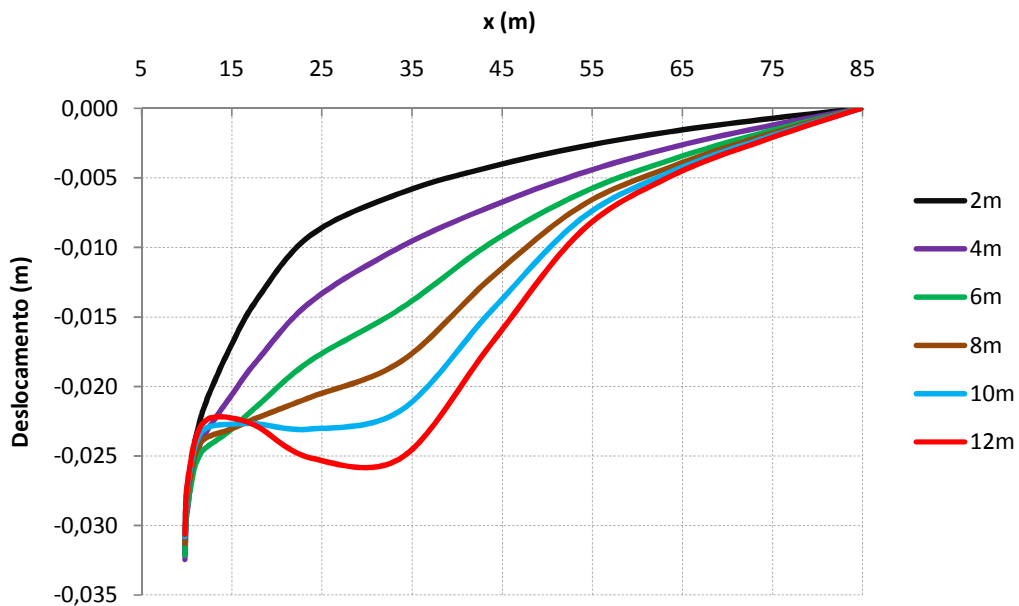


Fig. 4.19 - Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação

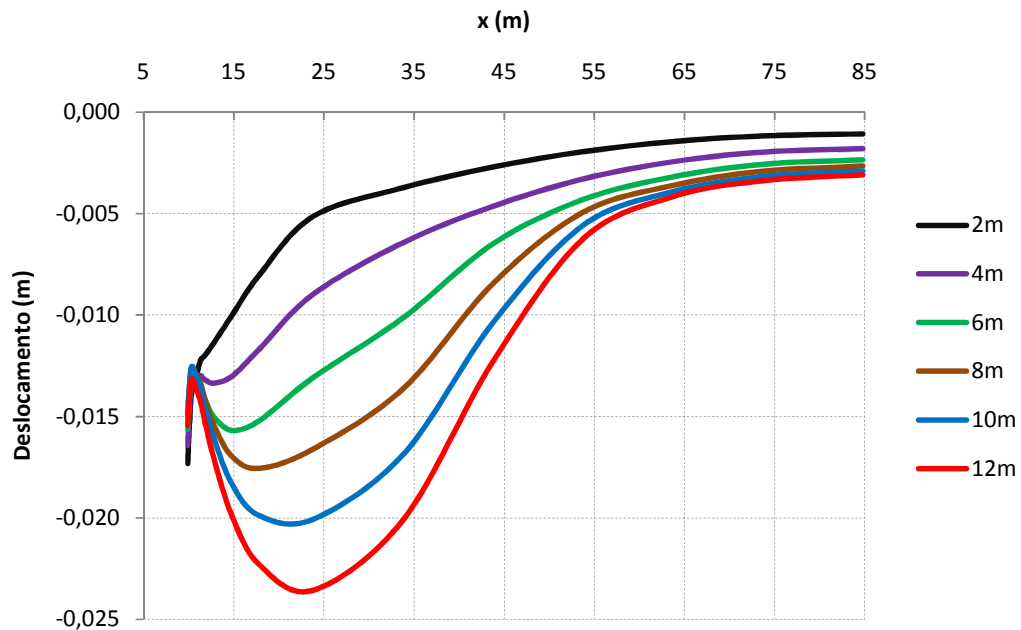


Fig. 4.20 - Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação

A figura 4.21 mostra a evolução do levantamento do fundo da escavação (face superior da laje de *jet grout*) para as diferentes fases do processo de escavação.

Observa-se que este aumenta com a progressão da escavação, atingindo sempre valores mais elevados junto ao eixo de simetria, cujo valor máximo ocorre para os 12 m de escavação com o valor de 6,26cm.

Junto à cortina os deslocamentos são menores, o que se justifica com a mobilização das tensões tangenciais na interface solo-cortina e solo-laje. Ainda assim, estas tensões não impedem que junto à cortina se verifique também um levantamento considerável de 4,32 cm, uma vez que a resistência das interfaces é atingida para valores de deslocamentos muito inferiores.

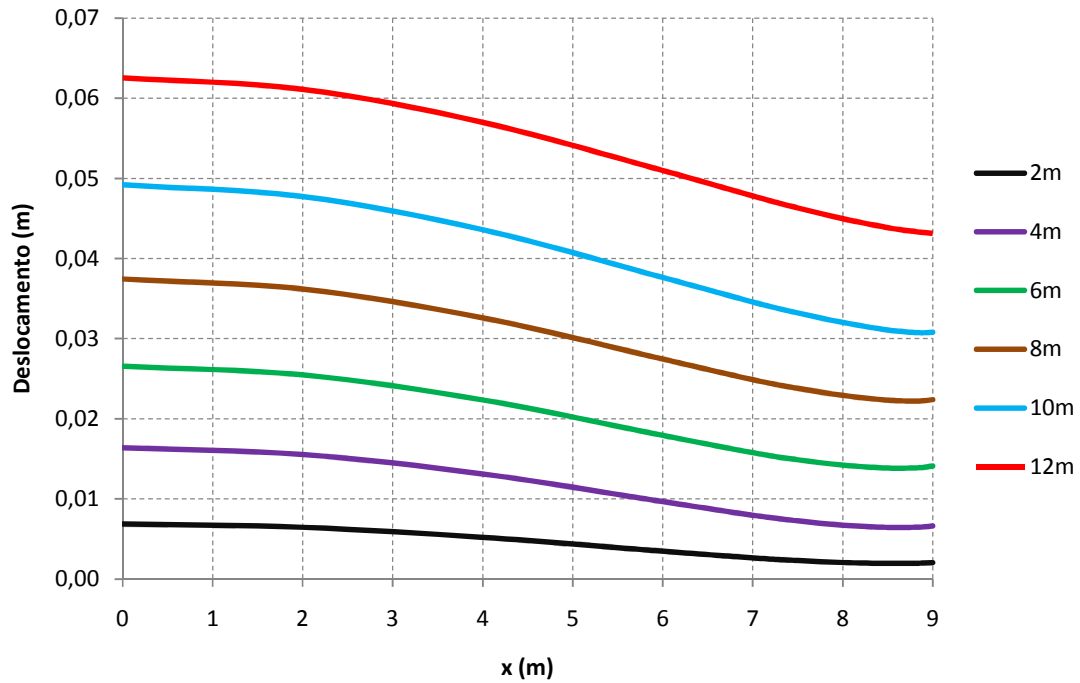


Fig. 4.21 - Levantamento do fundo de escavação para diferentes profundidades de escavação

4.4.2.3. Esforços axiais nas escoras

Na figura 4.22 podem-se observar os esforços nas escoras e a sua evolução com o decurso da escavação.

Expectavelmente as escoras 1 e 2 vão sofrer um aumento gradual do esforço axial mobilizado até à colocação das escoras seguintes (escoras 2 e 3 respectivamente) que vão permitir o alívio dos esforços nas escoras do nível antecedente, consequência do aumento da capacidade de resposta do escoramento às solicitações do maciço.

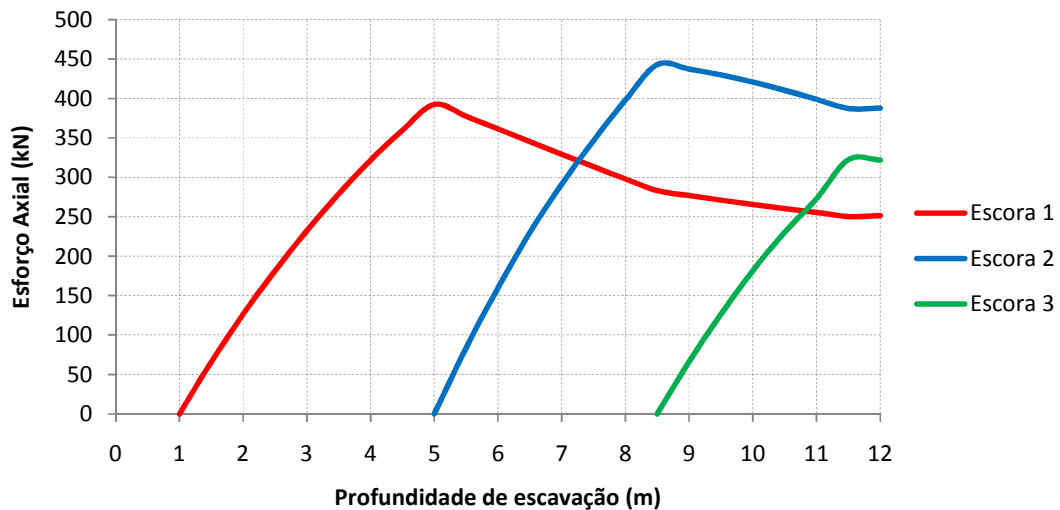


Fig. 4.22 - Evolução dos esforços de compressão nas escoras no decurso da escavação

4.4.2.4. Momentos flectores na cortina

A figura 4.23 mostra a evolução dos momentos flectores na cortina à medida que a profundidade de escavação aumenta.

Constata-se que após a colocação do primeiro nível de escoramento, a cortina é sujeita a um forte incremento dos momentos aproximadamente acima dos 10 m de profundidade, provocando tracções na face da cortina voltada para a escavação, até à colocação do segundo nível de escoras a 5,0 m de profundidade. Após esta fase e até ao final da escavação, os momentos vão diminuindo, devido à substituição do solo pelas escoras no lado escavado, cuja maior rigidez (e diminuindo o vão de flexão) confere menores esforços de flexão à cortina.

Na zona da laje de *jet grout* verifica-se um aumento considerável dos momentos flectores uma vez que esta funciona como um encastramento atingindo-se um máximo de 883,83 kN.m/m, aos 12 m de escavação.

Abaixo da laje os momentos crescem até à cota 7,0 m (meia distância entre o estrato rígido e a face inferior na laje) atingindo o valor máximo de 727,65 kN.m/m, diminuindo a partir de aí até ao pé da cortina onde são praticamente nulos.

Importa ainda referir que os diagramas de momentos estão, como esperado, em consonância com os deslocamentos observados na parede dado que os momentos de maior valor se verificam nas zonas onde o diagrama de deslocamentos apresenta maior curvatura.

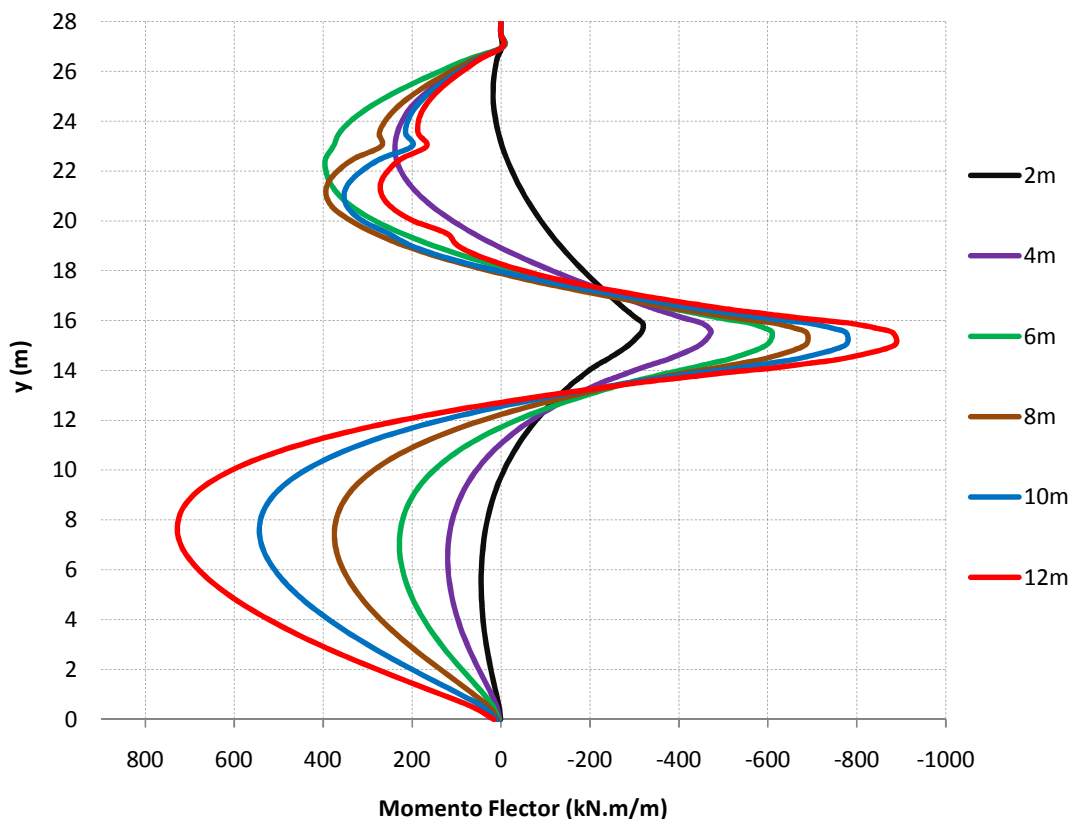


Fig. 4.23 - Momentos flectores na cortina para diferentes profundidades de escavação

4.4.2.5. Esforços na laje de *jet grout*

A figura 4.24 ilustra a evolução dos esforços de compressão na laje de *jet grout* para as diferentes profundidades de escavação.

Constata-se que os esforços de compressão na laje aumentam com o aumento da profundidade da escavação e são aproximadamente constantes em todo o comprimento da laje, com excepção da situação verificada no final da escavação onde, junto à cortina, se regista um ligeiro aumento dos esforços de compressão.

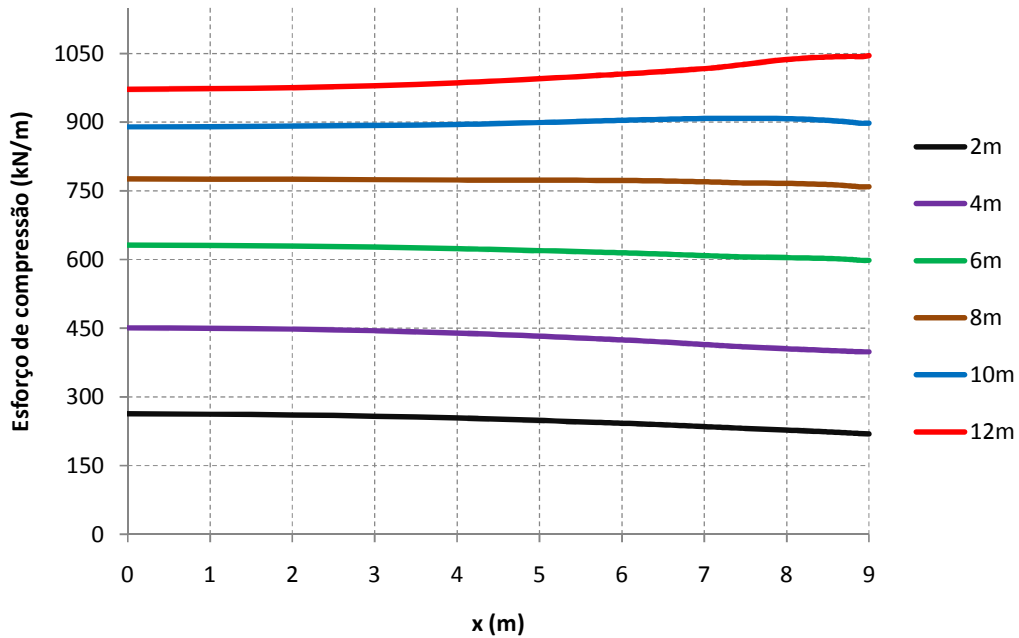


Fig. 4.24 - Esforços de compressão na laje para diferentes profundidades de escavação

Na figura 4.25 estão representados os diagramas de momentos flectores na laje de *jet grouting* para as diversas fases da escavação.

Junto ao eixo de simetria os momentos crescem com a profundidade de escavação, justificado pela retirada das terras acima da laje.

Na zona da laje junto à cortina verificam-se os valores mais elevados dos momentos flectores com sinal contrário aos dos momentos junto ao eixo de simetria, o que indica que a laje assume um comportamento aproximadamente semelhante a uma estrutura bi-encastada.

De referir que estando a laje sujeita a flexão composta é possível obter as tensões máxima e mínima em qualquer secção transversal da laje pela expressão:

$$\sigma = \frac{N}{B \cdot H} \pm \frac{6 \cdot M}{B \cdot H^2} \quad (4.4)$$

onde B=1,0 m e H=2,0 m.

Obtém-se assim, na secção mais esforçada e para os 12 m de escavação ($N = 1043 \text{ kN/m}$ e $M = 121 \text{ kN.m/m}$), os valores de 703 kPa (fibra superior) e 340 kPa (fibra inferior) para as tensões de compressão máxima e mínima na respectiva secção. Considerando um factor de segurança adequado, estes valores são inferiores aos valores da resistência à compressão do *jet grout*, reportados usualmente na bibliografia para este tipo de solos.

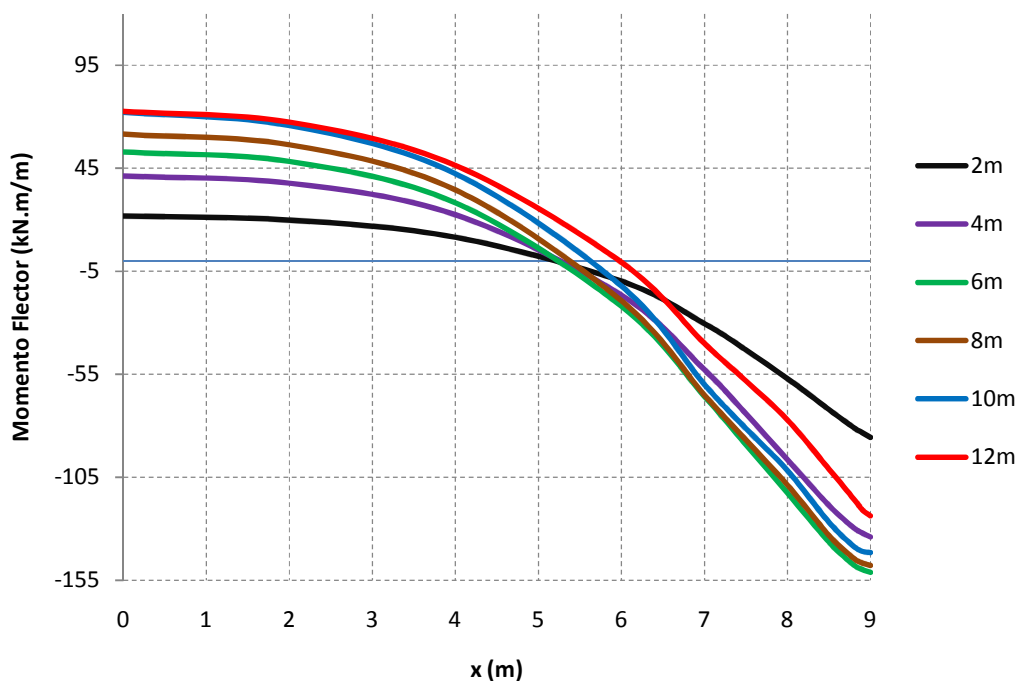


Fig. 4.25 - Momentos flectores na laje para diferentes profundidades de escavação

4.4.2.6. Pressões de terra sobre as faces da cortina

Os fenómenos de redistribuição das tensões por efeito de arco tornam a análise das pressões exercidas sobre a cortina uma questão complexa, acrescentando-se a estes, no caso de solos argilosos saturados, variações quer das pressões neutras quer das tensões horizontais efectivas, tal como já foi atrás referido. No entanto, e apesar da variação da tensão horizontal total sobre as faces da cortina depender destas duas grandezas, apenas aqui serão analisados os resultados de acção global, ou seja, da tensão total horizontal, dado que é a relevante para o dimensionamento da cortina.

A figura 4.26 representa a distribuição da tensão total horizontal (pressão de terras) sobre as faces da cortina. As pressões negativas correspondem às exercidas na face voltada para o lado escavado e as positivas na face voltada para o maciço suportado.

Analisando a figura pode-se concluir que, no lado escavado as pressões diminuem à medida que a escavação avança, tanto acima como abaixo da laje de *jet grout*, o que se deve ao efeito de descompressão do maciço com a retirada de terras.

No lado suportado, nota-se uma diferença na evolução dos diagramas acima e abaixo da laje de *jet grout*. Acima da laje, não existe variação significativa das pressões em relação às pressões em

repouso, devido ao apoio nas escoras e na laje de fundo; abaixo da laje, como, entre esta e o estrato rígido, a parede só tem por apoio o solo mole, é notória a diminuição das pressões de terra com a escavação, associado ao processo de descompressão do maciço.

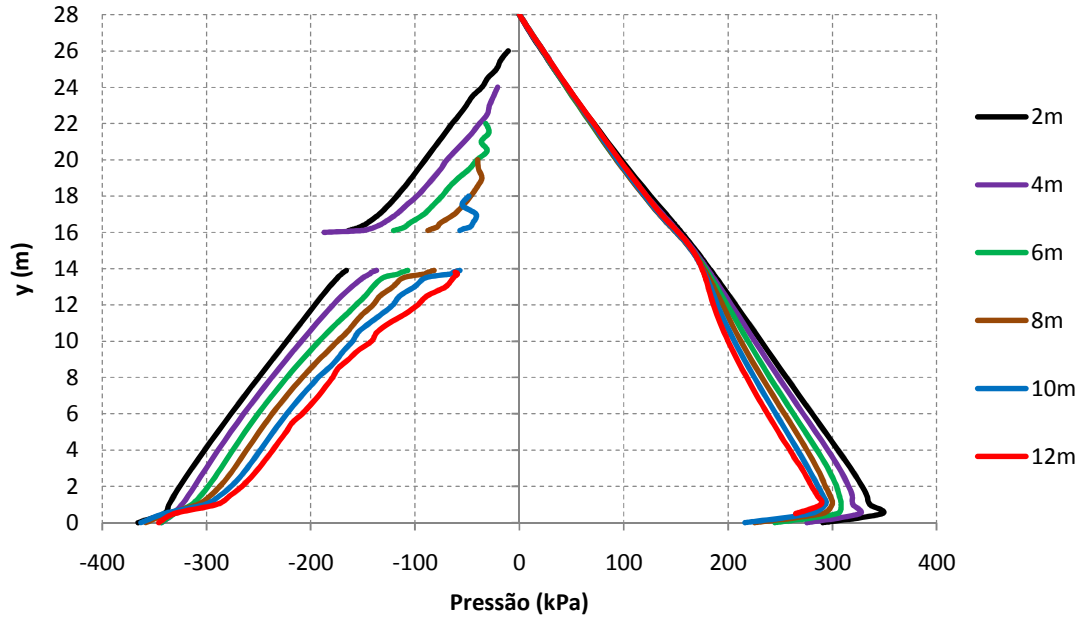


Fig. 4.26 - Pressão de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina para diferentes profundidades de escavação

4.4.3. PERÍODO PÓS-CONSTRUÇÃO

4.4.3.1. Considerações gerais

Como mencionado anteriormente, os incrementos de tensão total aplicados ao maciço afectado pela obra em análise repartem-se em incrementos de pressão intersticial e de tensão efectiva. Como tal, factores como a baixa permeabilidade do solo e a rapidez de construção característicos das condições presentes levam a que os gradientes hidráulicos gerados necessitem de tempo considerável para se dissiparem, o que resulta em variações dos estados de tensão e de deformação diferidos no tempo, após o período de escavação.

A dissipação dos gradientes de pressões (estabelecidos durante a construção) e a consequente prossecução no tempo de escoamento do fluído até ao estado final de aquisição das condições de equilíbrio hidráulico, são condições que correspondem a uma situação de equilíbrio hidrostático, quer do lado suportado quer do lado escavado, uma vez que a parede é prolongada até ao estrato rígido impermeável, não existindo pois, a longo prazo, escoamento da água do lado suportado para o lado escavado.

Em obras reais substitui-se usualmente as escoras por lajes de betão armado, constituintes dos pisos enterrados dos edifícios. No entanto, estudos realizados por Costa (2005) demonstram que esta substituição, na modelação numérica de obras deste tipo, tem implicações insignificantes nos resultados obtidos a longo prazo. Sendo assim, e por motivos de simplificação, mantiveram-se os perfis metálicos em todas as fases, durante e após a construção.

4.4.3.2. Evolução do estado de tensão

Os resultados das tensões para diferentes fases do período de consolidação estão representados nas figuras 4.27 a 4.34.

A evolução dos excessos de pressão neutra no maciço para diferentes instantes após a construção está representada na figura 4.27. Neste estudo, tal como considerado no programa de elementos finitos utilizado, a noção de excesso de pressão neutra é definida como a diferença entre o valor da pressão de água num determinado instante e o seu valor inicial, antes da execução da obra. A análise da figura 4.27 permite concluir que:

- as variações dos excessos de pressão neutra correspondem a um aumento da pressão neutra (diminuição do valor absoluto do excesso de pressão neutra);
- do lado suportado as variações evoluem no mesmo sentido, ou seja, as pressões aumentam durante a consolidação;
- ao fim de 2 anos os excessos já se dissiparam quase totalmente sendo que no final da consolidação é atingido o equilíbrio hidrostático.

Analisando agora, complementarmente, as pressões neutras e a sua evolução ilustrada na figura 4.28, é possível inferir o seguinte:

- em camadas à mesma cota do maciço verifica-se que as pressões neutras são mais elevadas no lado suportado do que no lado escavado, o que se deve, naturalmente, à diferença de posição do nível freático (12 m) nos dois lados;
- no solo subjacente à laje e do lado suportado, sobretudo junto à parede abaixo do nível da base de escavação, constata-se um aumento das pressões neutras ao longo do tempo, corroborando a análise referida atrás, de dissipação de excessos de pressão neutra negativos e restabelecimento das condições de equilíbrio hidráulico.

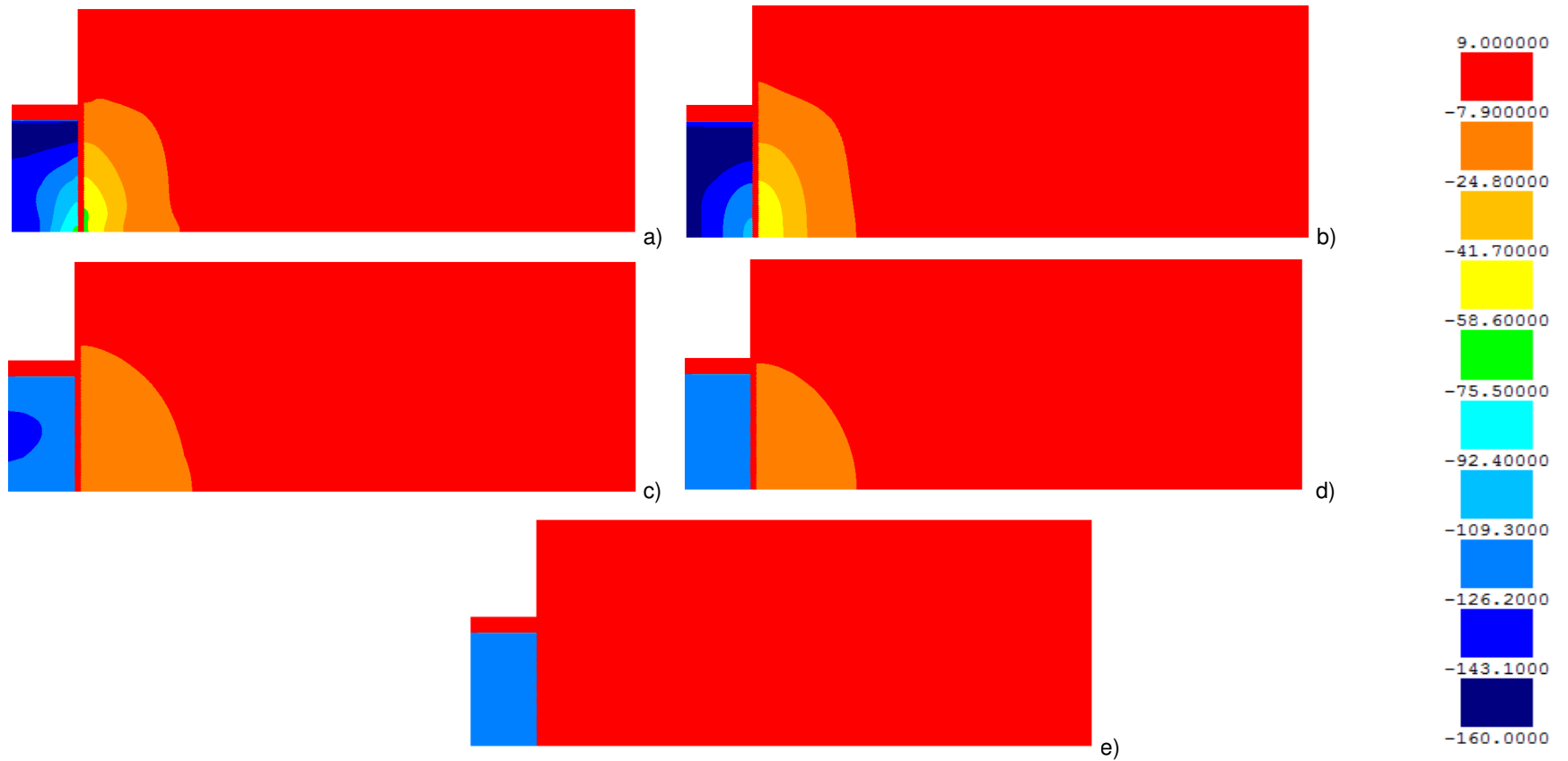


Fig. 4.27 - Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação

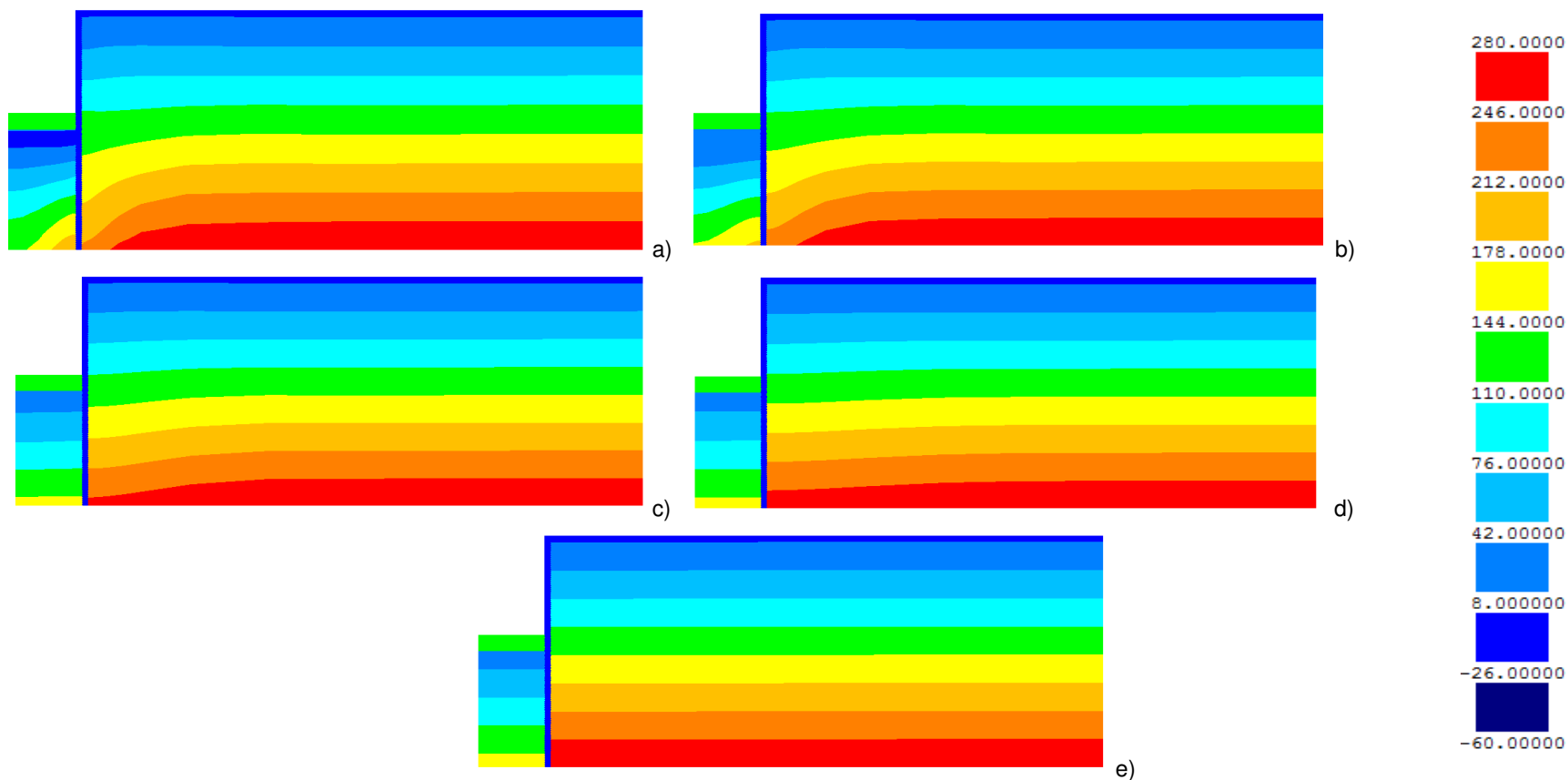


Fig. 4.28 - Pressões neutras no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação

Nas figuras 4.29 e 4.31 apresentam-se as colorações dos resultados das tensões efectivas horizontais e verticais assim como os seus incrementos nas Figuras 4.30 e 4.32, respectivamente.

Observando estas figuras é possível tecer os seguintes comentários sobre a sua evolução:

- no lado suportado é possível observar uma diminuição das tensões efectivas horizontais principalmente na zona junto à base da cortina, passando-se o mesmo com as tensões efectivas verticais ainda que de um modo menos pronunciado;
- no caso do lado escavado constata-se que a tensão efectiva horizontal aumenta substancialmente na zona junto à base da cortina sendo que junto ao eixo de simetria se denota uma pequena diminuição;
- no que diz respeito às tensões efectivas verticais no lado escavado pode-se observar uma diminuição gradual no solo sob a laje de *jet grout*, com excepção da zona junto à base da cortina onde se denota um ligeiro incremento das tensões devido à interacção com a parede.

As tensões de corte (τ_{xy}) em planos horizontais e verticais encontram-se representadas na figura 4.33.

Observando a figura constata-se que não existe uma variação significativa das tensões de corte após a construção, o que permite concluir que este processo e a respectiva transferência de carga da água para o esqueleto sólido se executa sem variações significativas das referidas tensões.

No que diz respeito aos níveis de tensão, cuja evolução com o processo de consolidação está representada na figura 4.34, pode-se comentar o seguinte:

- sob a laje de fundo da escavação ocorre um acréscimo dos níveis de tensão devido à diminuição da tensão média efectiva nessa zona ao longo de todo o período pós-construção;
- dum modo geral, do lado suportado, os níveis de tensão aumentam com o processo de consolidação, sobretudo junto à parede acima do nível da base de escavação; este facto deve-se, naturalmente, à diminuição das tensões efectivas horizontais e verticais, tal como comentado anteriormente.

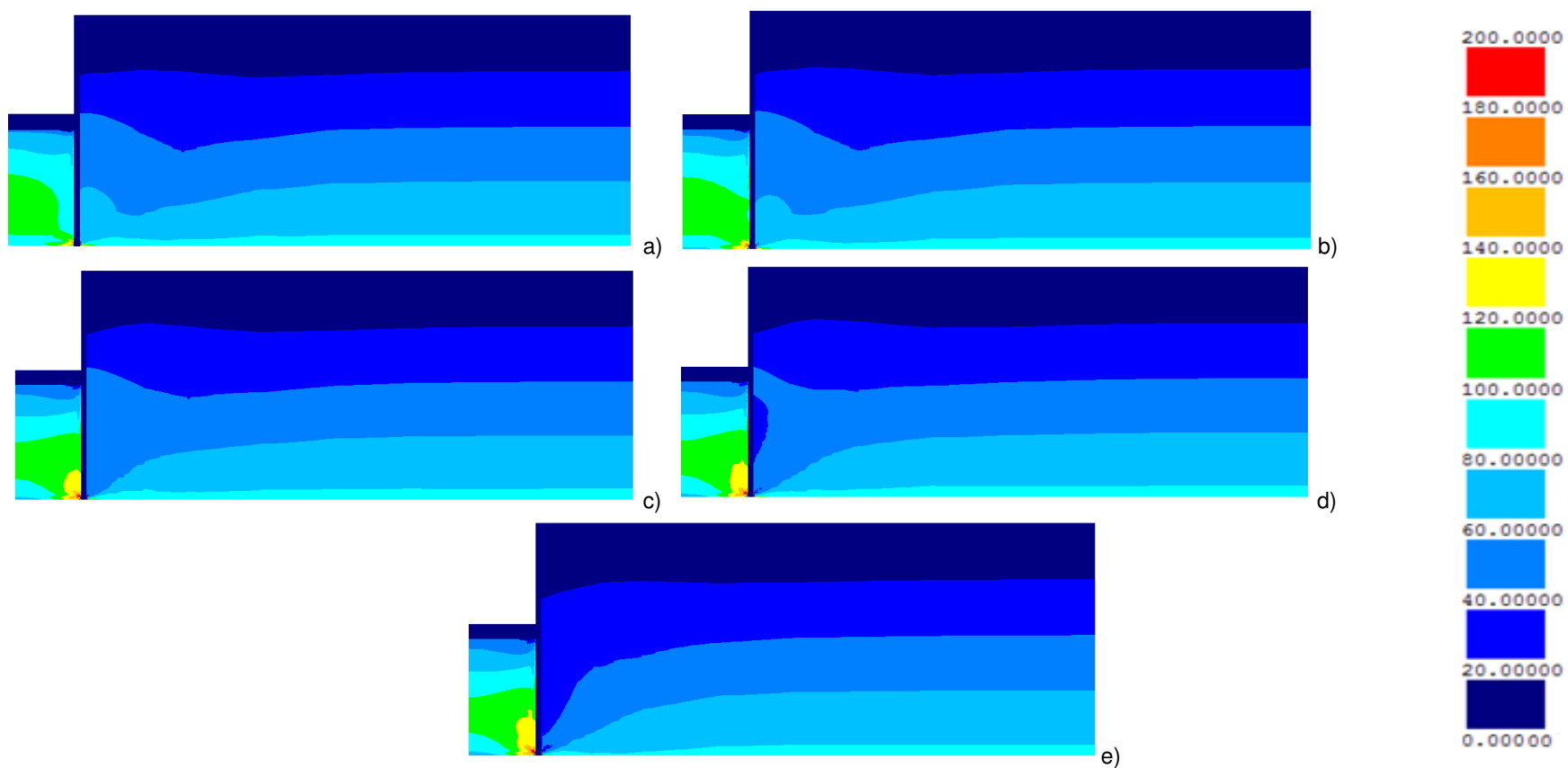


Fig.4.29 - Tensões efectivas horizontais no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação

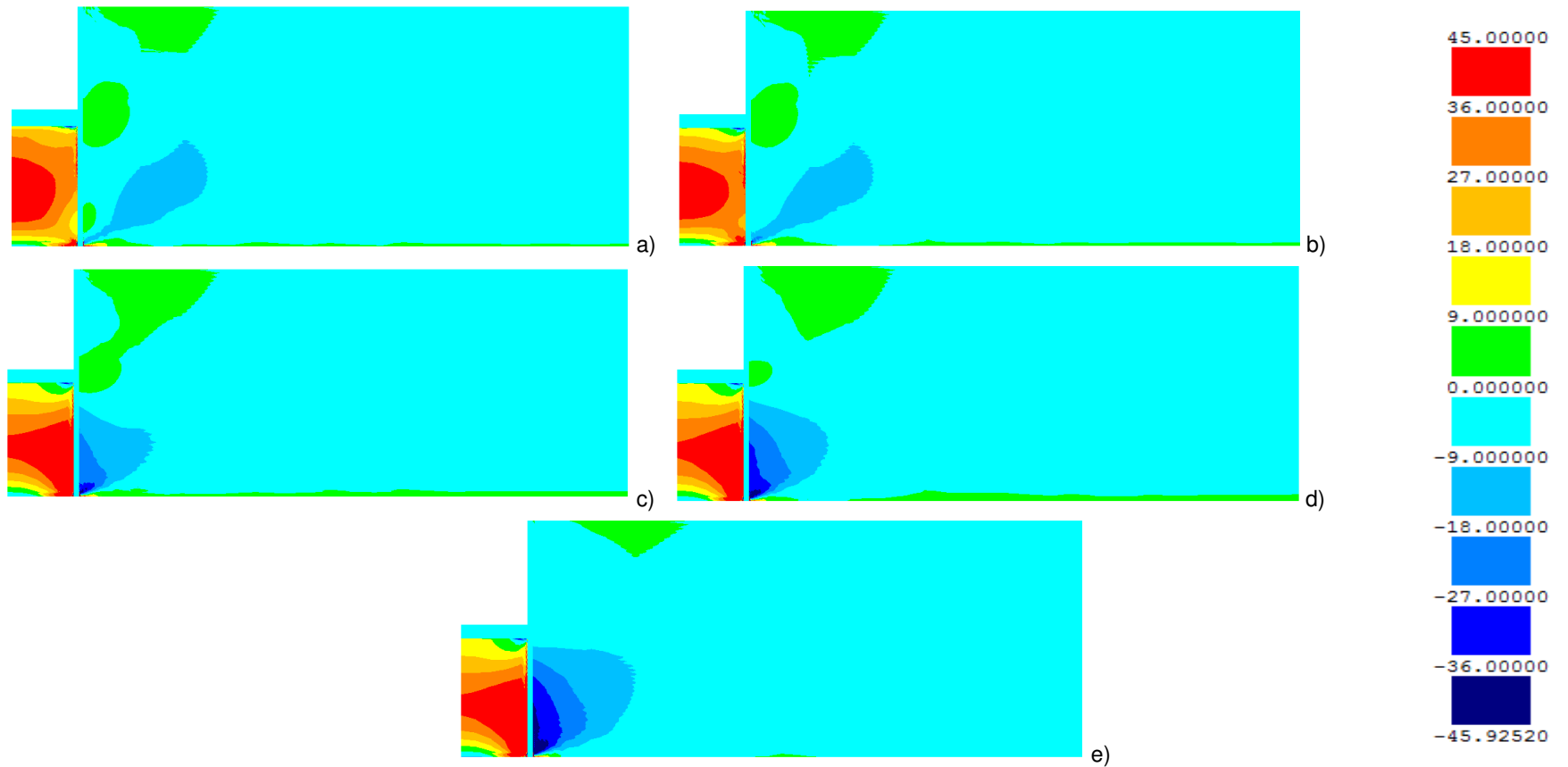


Fig. 4.30 - Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação

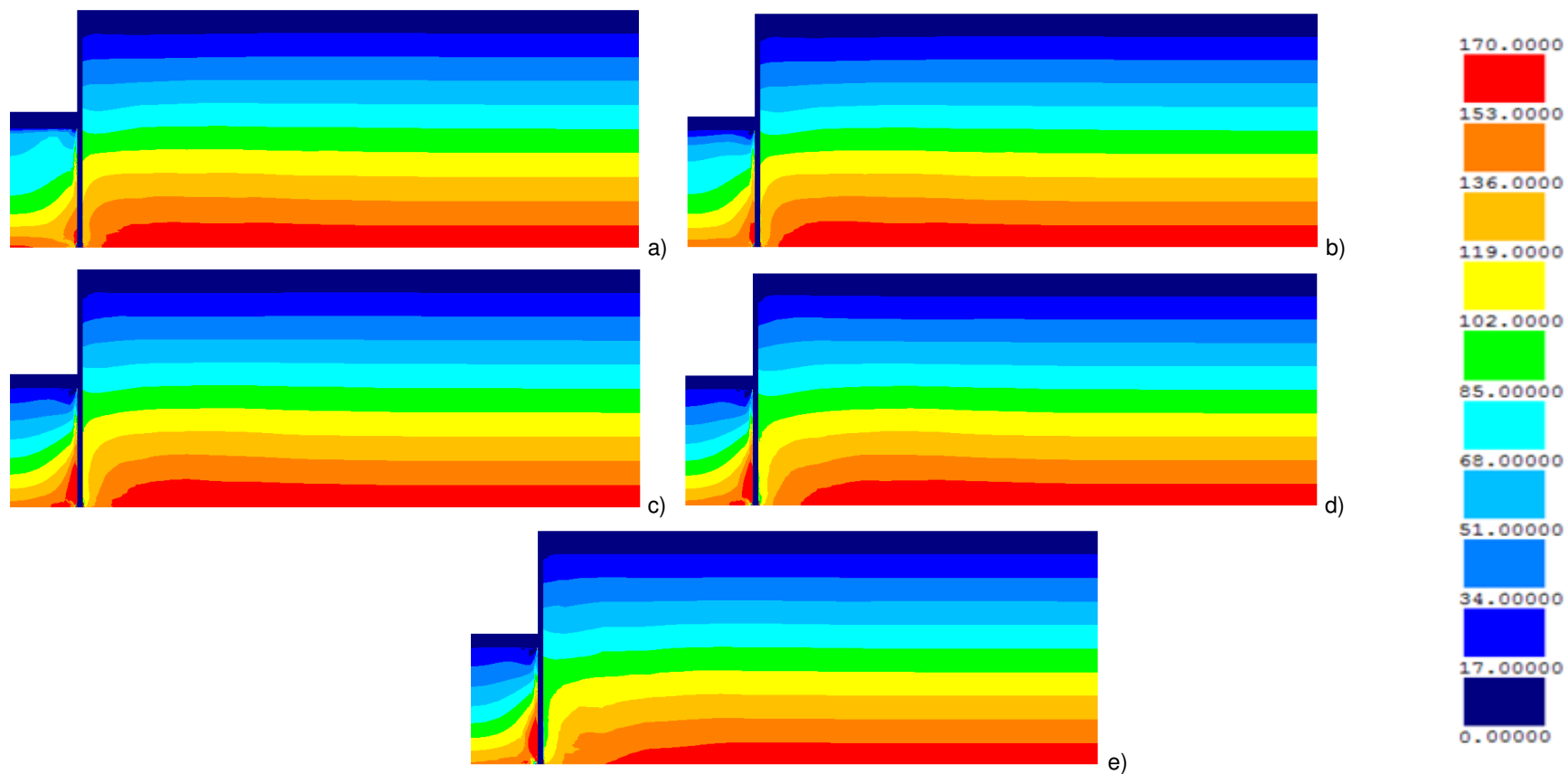


Fig. 4.31 - Tensões efectivas verticais no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação

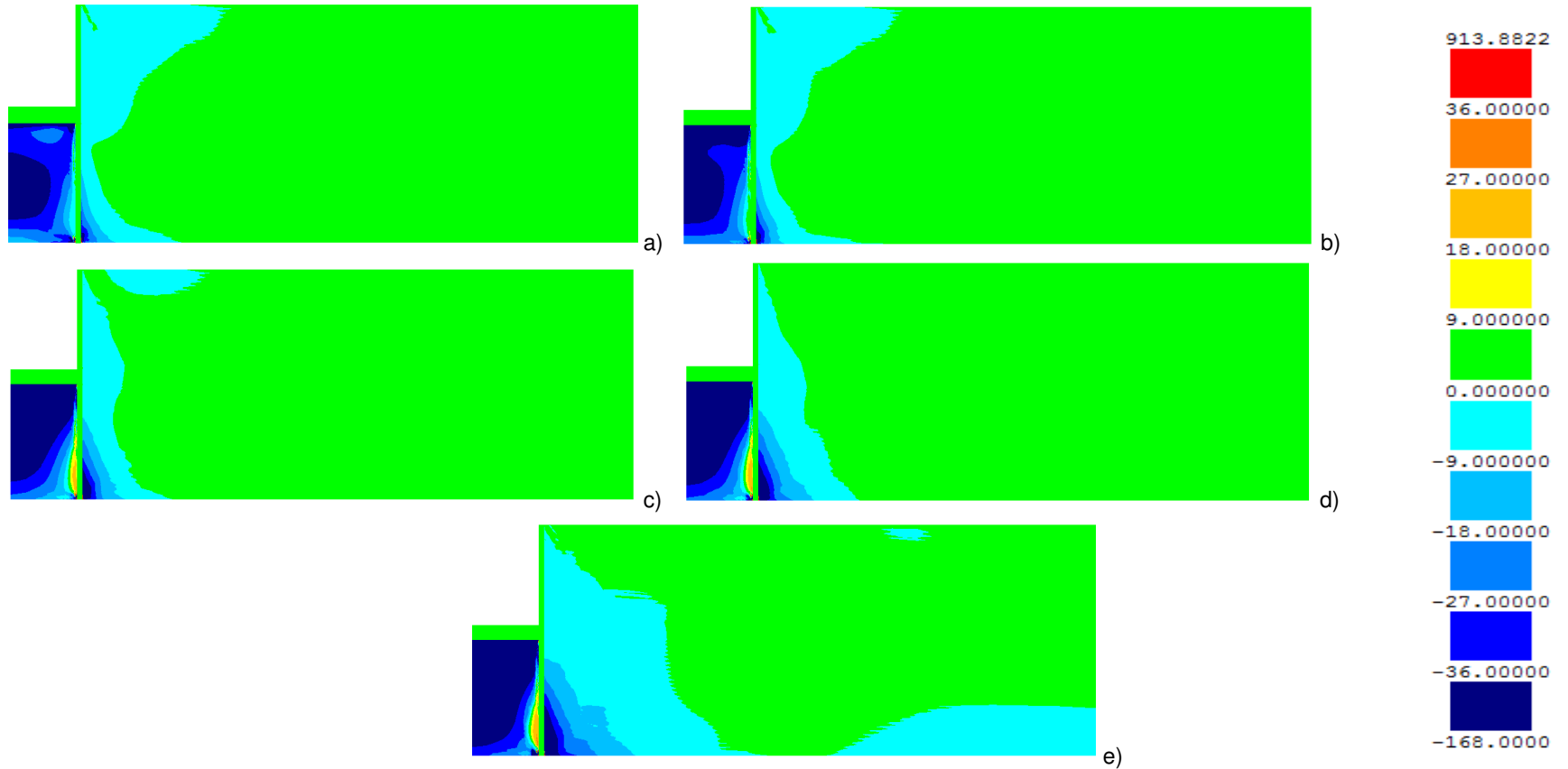


Fig. 4.32 - Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação

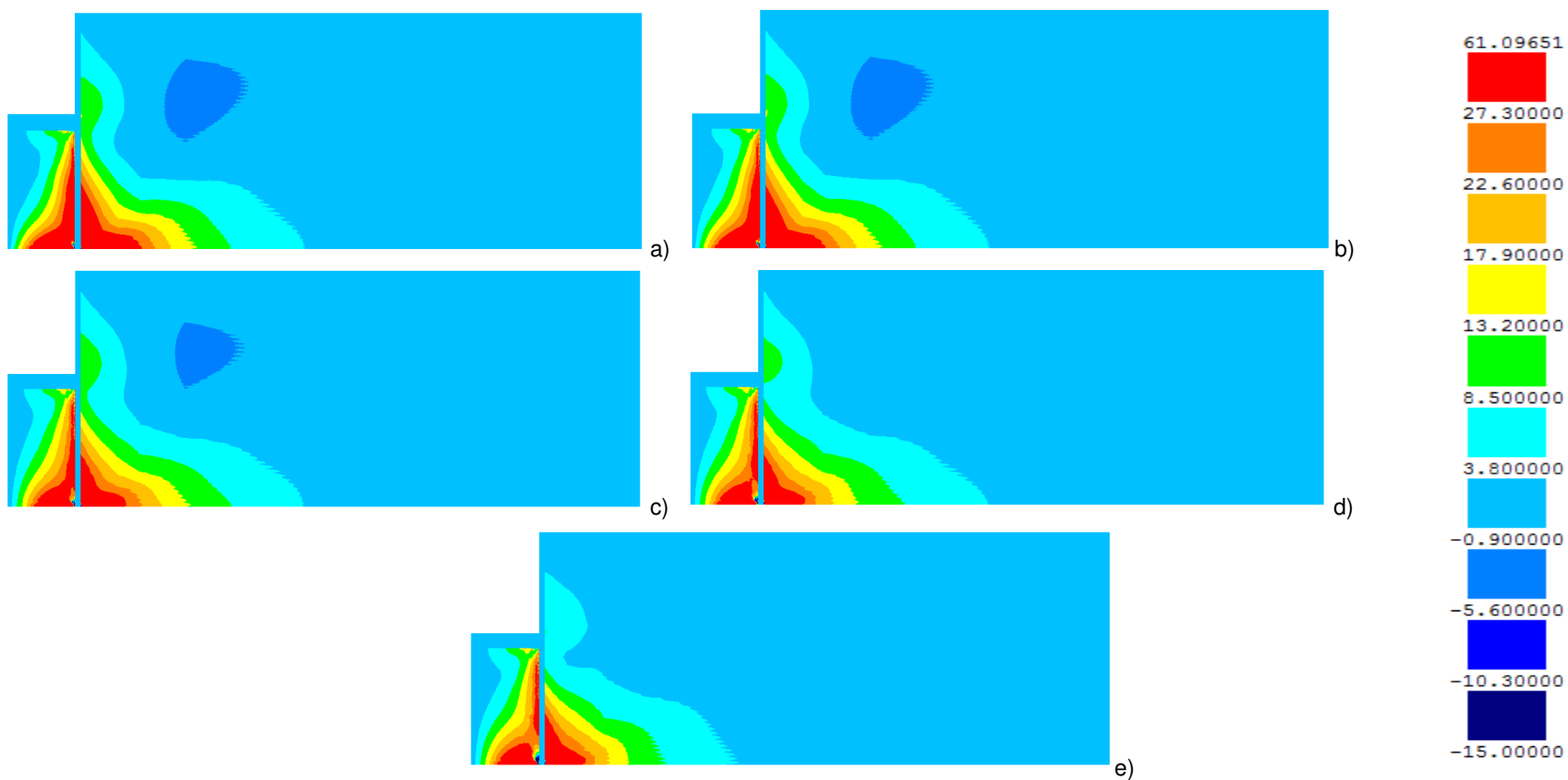


Fig. 4.33 - Tensões de corte (T_{xy}) no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação

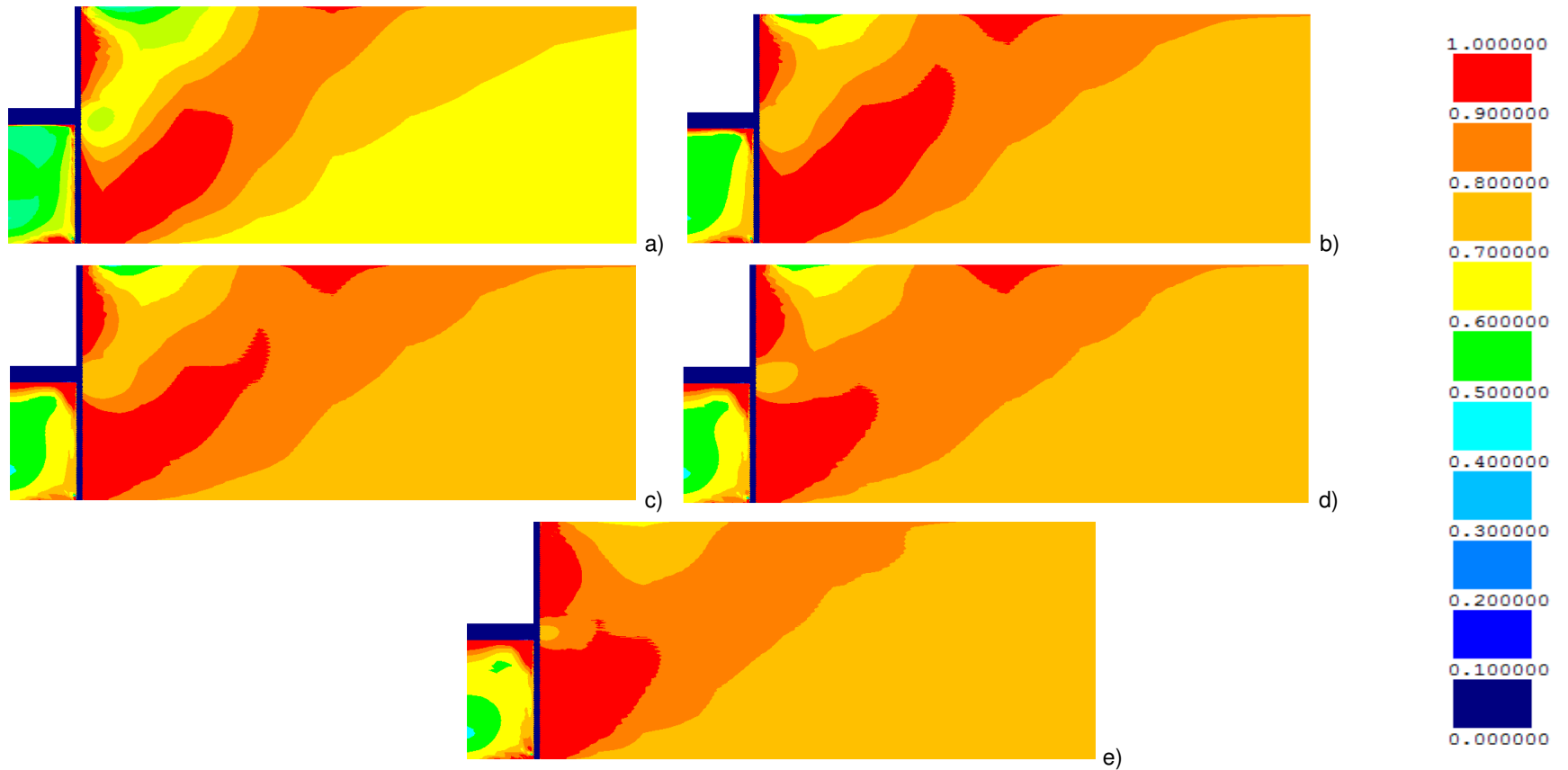


Fig. 4.34 - Níveis de tensão no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 2 meses após escavação; c) 6 meses após de escavação; d) 2 anos após a escavação; e) fim da consolidação

4.4.3.3. Deslocamentos

Apresentam-se na figura 4.35 as configurações das deformadas, ampliadas de um factor de 10 em relação aos deslocamentos, no decorrer do processo de consolidação.

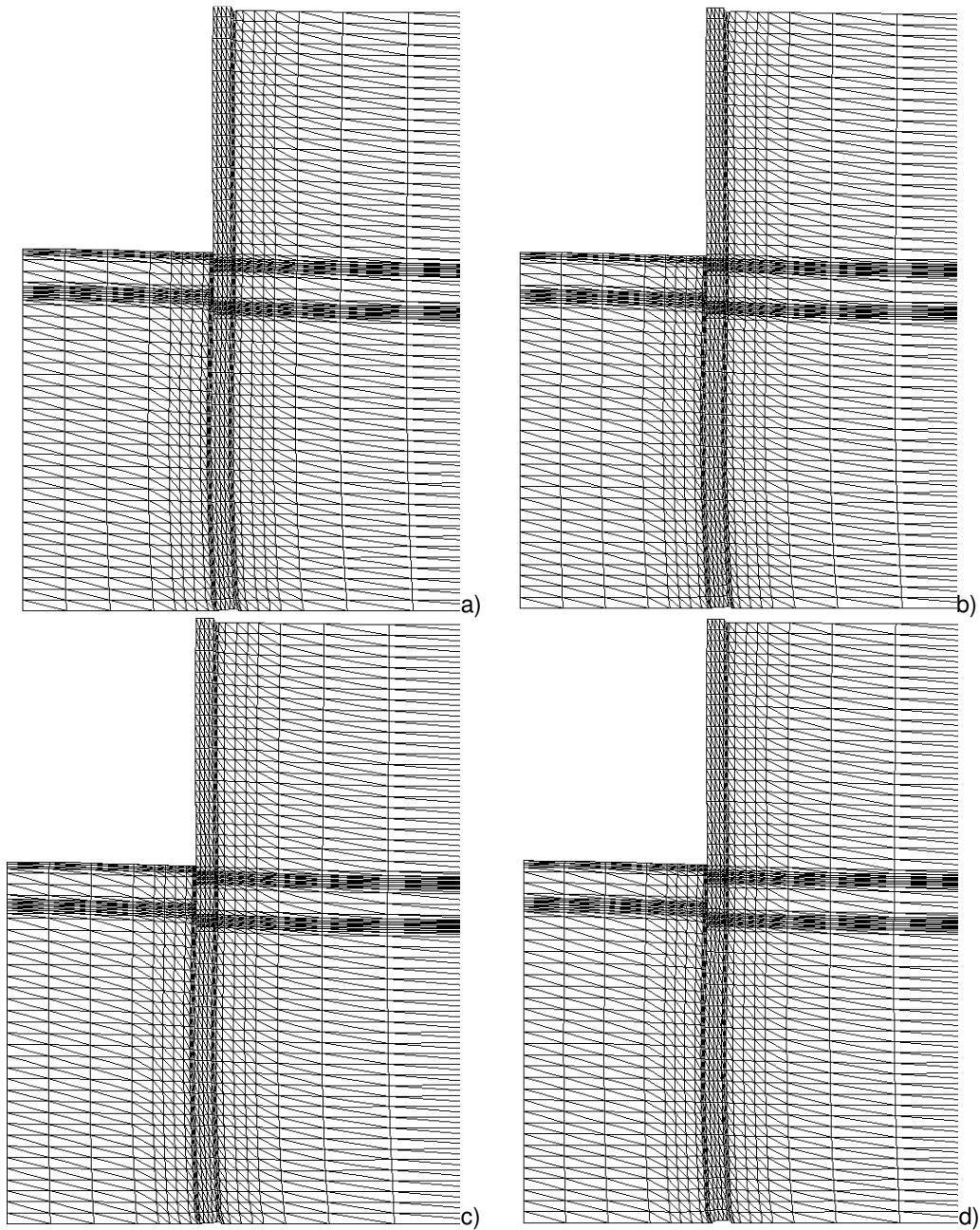


Fig. 4.35 - Configurações das deformadas no decurso da consolidação: a) no fim da escavação; b) 6 meses após escavação; c) 2 anos após de escavação; d) fim da consolidação

Na figura 4.36 estão representados os deslocamentos laterais da cortina no fim da escavação e no fim da consolidação que estão de acordo com a evolução das pressões sobre a cortina.

Até à cota 12 m, que corresponde a uma profundidade de 16 m, não se verificam variações de deslocamentos significativos, uma vez que as pressões sobre a face da cortina do lado suportado também quase não variam.

A partir dos 16 m de profundidade nota-se já uma diferença entre as curvas, sendo que o deslocamento máximo no final da consolidação é 0,27 cm maior (aumento de 6,8%) do que no final da construção e ocorre à profundidade de 20 m.

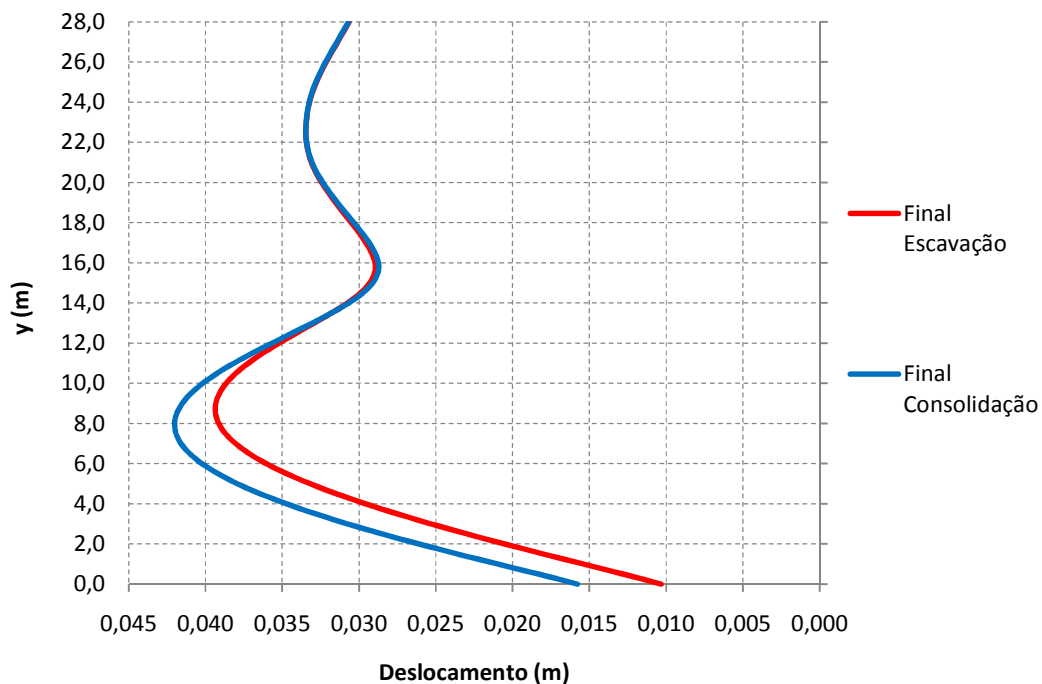


Fig. 4.36 - Deslocamentos horizontais da cortina no final da escavação e no final da consolidação

As figuras 4.37 e 4.38 ilustram, respectivamente, os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do maciço suportado, no final da escavação e no final da consolidação.

No caso dos deslocamentos horizontais verifica-se que o máximo ocorre junto à parede, sendo sensivelmente igual no final da consolidação e no final da escavação, o que era de esperar dado a quase inexistência de deslocamento horizontal na parte superior da cortina, como se pode ver pela figura 4.36. Quanto ao máximo relativo situado a cerca de 20 m da cortina, verifica-se uma ligeira diminuição de 0,71 cm, no final do período de consolidação.

Relativamente aos deslocamentos verticais pode-se também observar uma diminuição dos mesmos, de cerca de 0,79 cm, em relação aos registados no final da escavação. Esta diminuição está associada ao aumento do volume do solo (aumento da pressão neutra e diminuição da tensão média efectiva) no decurso da consolidação.

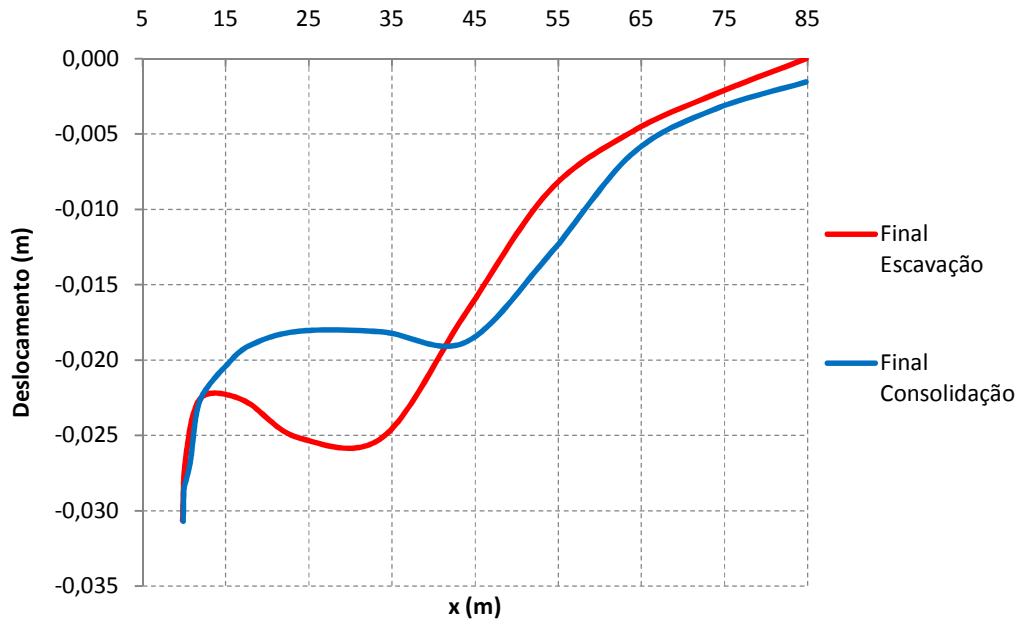


Fig. 4.37 - Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação

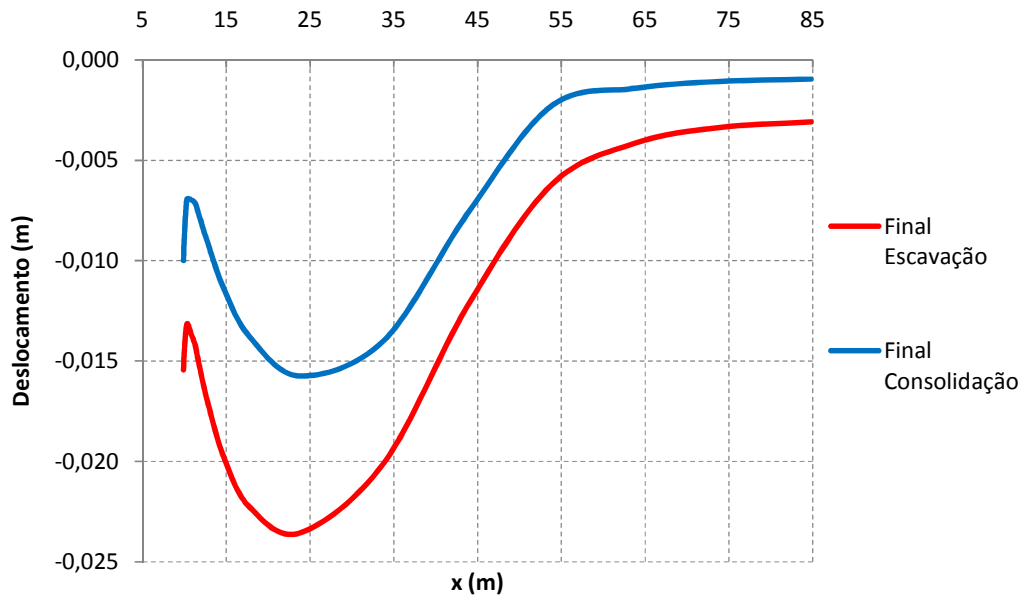


Fig. 4.38 - Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação

A figura 4.39 ilustra o aumento do levantamento do fundo da escavação ao longo da consolidação.

O máximo é atingido junto ao eixo de simetria com valor de 8,37 cm, o que confirma os pressupostos já expostos anteriormente relativamente ao aumento das tensões efectivas no solo subjacente à laje.

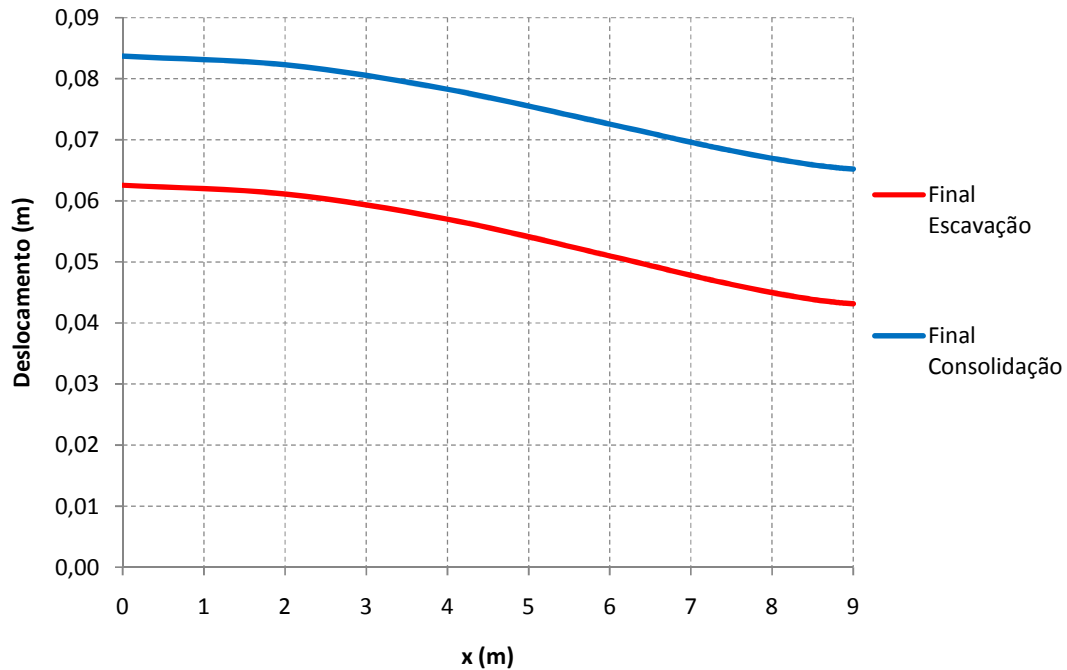


Fig. 4.39 - Levantamento do fundo da escavação no final da escavação e no final da consolidação

Nas figuras 4.40 a 4.42 estão representadas as evoluções temporais dos diferentes tipos de deslocamento.

O deslocamento horizontal máximo à superfície do lado suportado tem a sua maior variação no entre o final da escavação e os 180 dias, onde o deslocamento é 13 % inferior ao registado no final da escavação. Após aproximadamente 1000 dias atinge-se praticamente o valor de 1,81 cm, que se mantém até ao final da consolidação.

Relativamente ao deslocamento vertical máximo pode-se observar que este apresenta um ritmo de variação no tempo bastante mais lento que o verificado para o deslocamento horizontal máximo.

Observando a figura 4.42, referente à evolução temporal do levantamento do fundo, pode-se concluir que esta é bastante acentuada nos primeiros 180 dias, verificando-se um aumento de 27,3%. Após cerca de 2 anos (730 dias), o valor máximo está praticamente estabilizado até ao fim da consolidação.

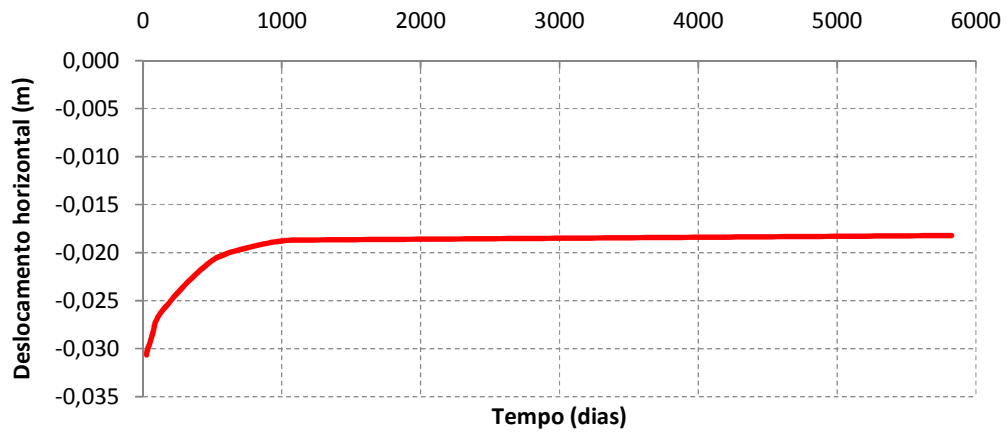


Fig. 4.40 - Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno do lado suportado

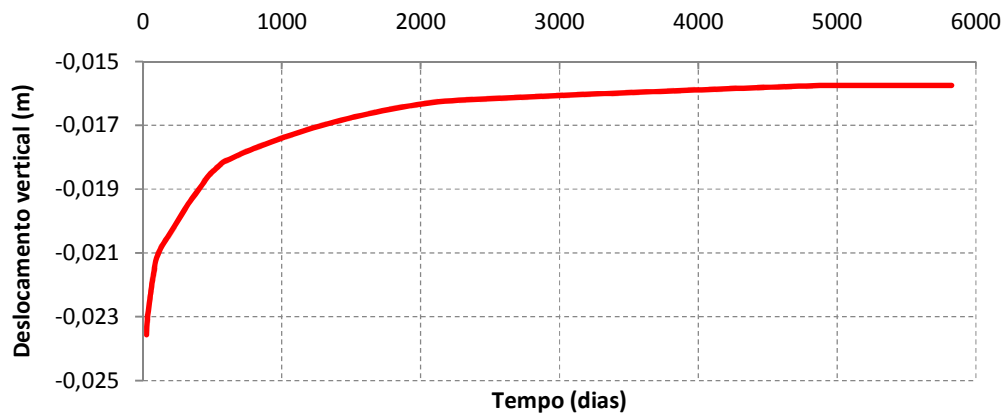


Fig. 4.41 - Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da superfície do terreno do lado suportado

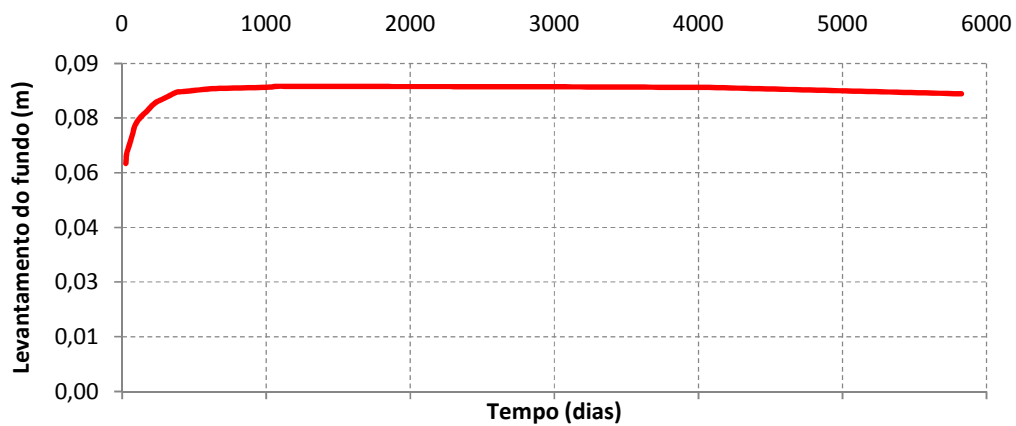


Fig. 4.42 - Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação

4.4.3.4. Esforços axiais no escoramento

Na figura 4.43 estão representados os valores dos esforços axiais de compressão nos três níveis de escoramento, no final da construção e no final da consolidação.

Pode-se constatar pela observação dos gráficos que apenas a escora 3, colocada a uma profundidade de 8,5 m, sofre uma alteração significativa de esforço axial com uma redução de aproximadamente 9,8% do valor verificado no final da escavação.

As escoras 1 e 2 vêem os seus esforços axiais aumentados de 2,1% e 0,39%, respectivamente, o que são valores bastante insignificantes, principalmente no caso da escora 2.

Estes resultados estão de acordo com os registados relativamente ao deslocamento lateral da cortina, onde se pode observar que é a partir dos 8,5 m de profundidade (local da escora 3) que a curva dos deslocamentos na fase de consolidação se começa a destacar para valores menores, ainda que ligeiramente, em relação à curva dos deslocamentos no final da escavação (figura 4.36), explicando assim a conseqüente diminuição dos esforços axiais na escora 3. Este facto está relacionado, essencialmente, com o aumento, com a consolidação, das pressões de terra sobre a face da parede do lado escavado, abaixo da laje de *jet grout* (figura 4.48), que alivia a carga transmitida para as escoras do nível inferior.

Relativamente às escoras 1 e 2 pode-se observar na figura 4.36 que, às cotas das escoras, os deslocamentos são praticamente iguais para ambas as fases o que leva assim a que os esforços axiais não variem significativamente, como demonstrado na figura 4.43.

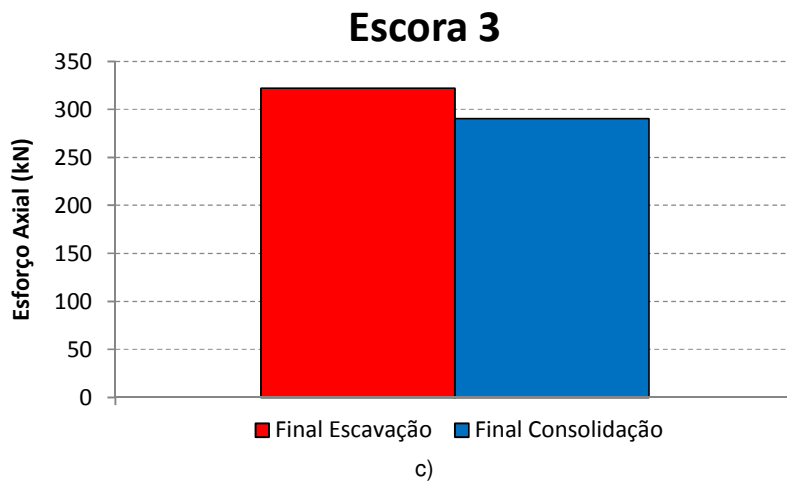
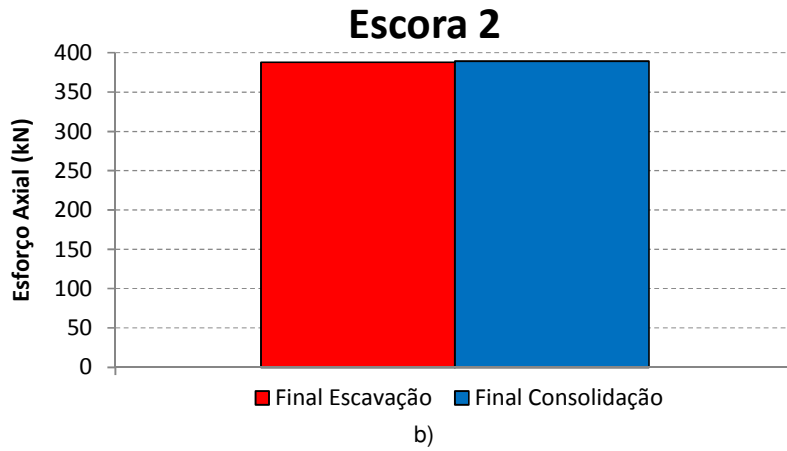
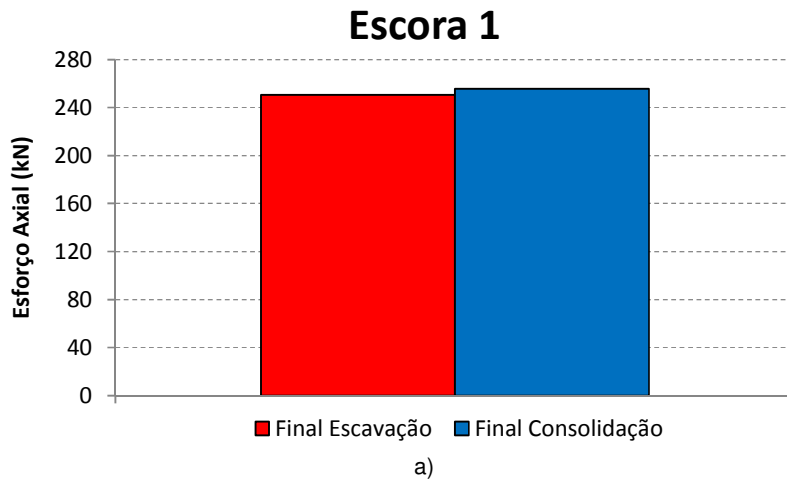


Fig. 4.43 - Esforços axiais nas escoras no final da construção e no final da consolidação: a) escora 1; b) escora 2; c) escora 3

4.4.3.5. Momentos flectores na cortina

Na figura 4.44 estão representados os momentos flectores na parede, no final da construção e a longo prazo.

Até à face superior da laje, a uma profundidade de 12 m, não se verificam alterações significativas dos esforços de flexão na cortina. Por seu lado, na zona da laje, ocorre um aumento dos momentos flectores mantendo-se esta tendência sensivelmente até à cota 12,5 m (profundidade 15,5 m), a partir da qual os momentos invertem o sinal.

A partir daqui, e até ao estrato rígido, os momentos no final da escavação são ligeiramente maiores do que os registados no final da consolidação até à cota 8 m, e vice-versa até ao estrato rígido.

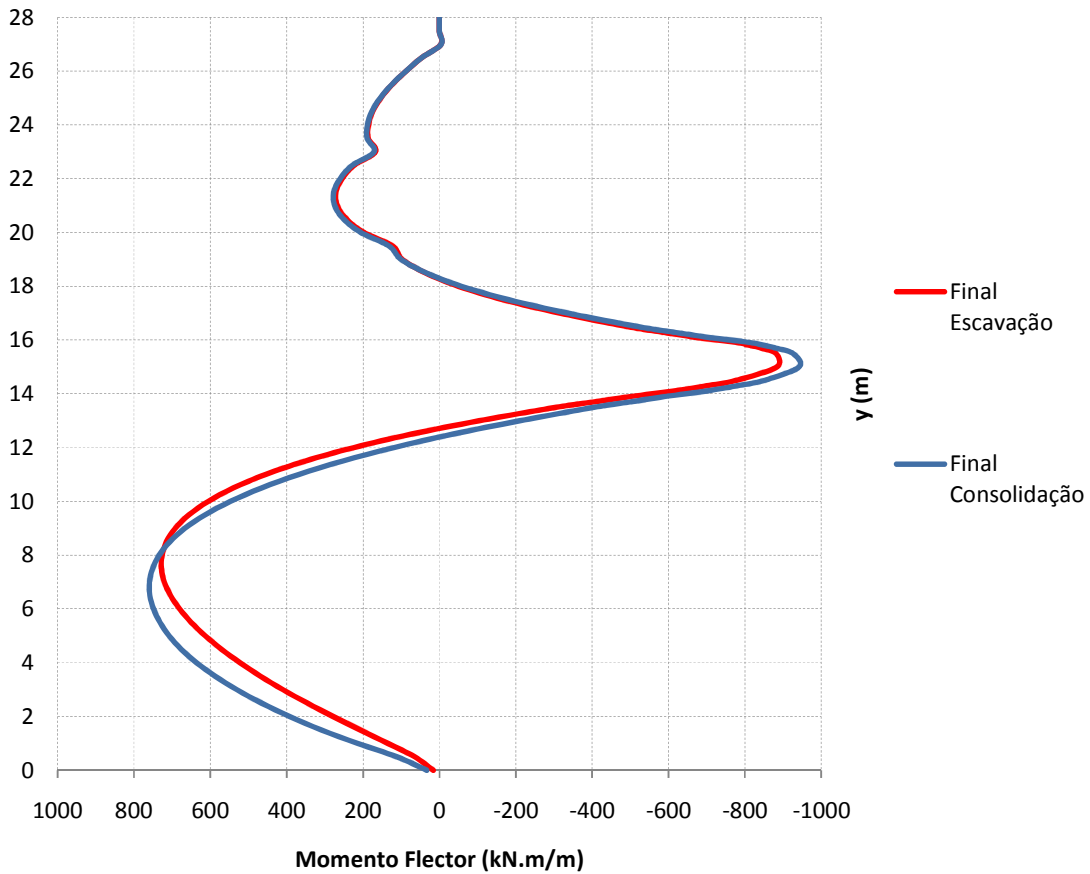


Fig. 4.44 - Momentos flectores na cortina no final da escavação e no final da consolidação

Adicionalmente apresentam-se na figura 4.45 as tensões totais verticais na parede, no final da escavação e final da consolidação.

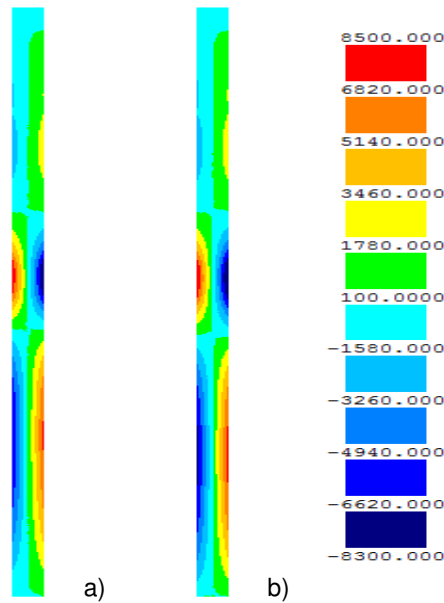


Fig. 4.45 - Tensões totais verticais na parede: a) fim da escavação; b) fim da consolidação

4.4.3.6. Esforços na laje de jet grout

Nas figuras 4.46 e 4.47 estão representadas as evoluções dos esforços de compressão e dos momentos flectores na laje de jet grout, respectivamente.

É possível constatar que não existem grandes variações em ambos os casos, com excepção de uma pequena diminuição dos momentos flectores na zona junto à cortina.

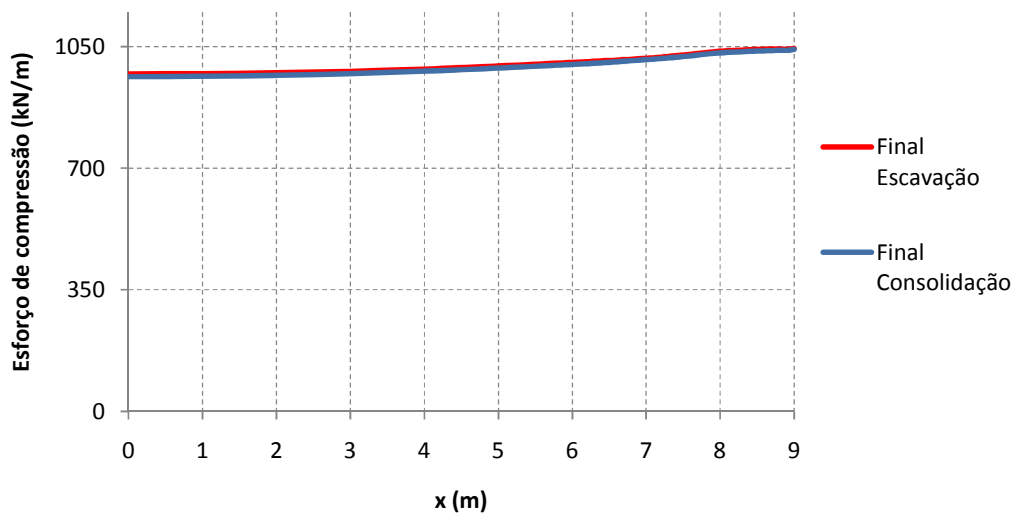


Fig. 4.46 - Esforços de compressão na laje no final da escavação e no final da consolidação

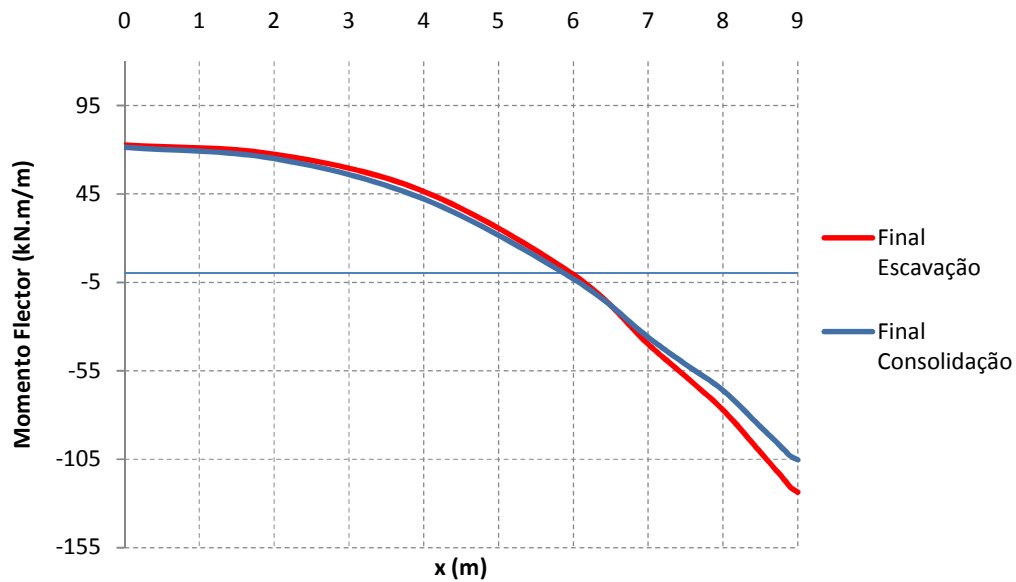


Fig. 4.47 - Momentos flectores na laje no final da escavação e no final da consolidação

4.4.3.7. Pressões de terras sobre as faces da cortina

A figura 4.48 ilustra as pressões de terras (tensões horizontais totais) exercidas sobre as faces da cortina, no final da escavação e no final da consolidação. No decorrer da consolidação é possível observar um ligeiro aumento abaixo da laje, em ambos os lados da cortina.

Este aumento deve-se ao facto de que com a consolidação aumentam as pressões e diminui a tensão média efectiva nessa zona, o que provoca aumento de volume. Na direcção horizontal este aumento vai ser impedido pela parede, aumentando assim as pressões sobre a mesma.

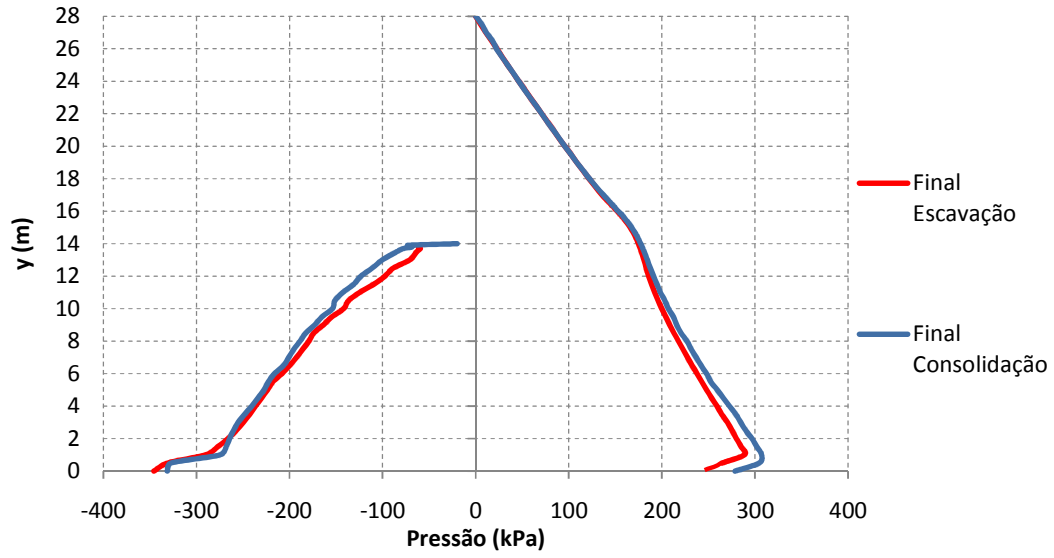


Fig. 4.48 - Pressão de terras (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação

5

ANÁLISES PARAMÉTRICAS

5.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior estudou-se o comportamento imediato e diferido no tempo de uma escavação multi-escorada numa argila normalmente consolidada, o que permitiu retirar conclusões sobre os aspectos fundamentais do comportamento mecânico deste tipo de obras.

Agora o objectivo será avaliar o impacto que a alteração de alguns dos parâmetros mais importantes terá na resposta do sistema estrutural, apresentando-se para tal os efeitos, a curto e a longo prazo, dos estados de tensão e deslocamentos do maciço e da parede de contenção.

Assim, irão ser efectuadas as seguintes alterações para a realização do estudo comparativo:

- remoção da laje de *jet grout*;
- introdução de pré-esforço no escoramento.

No presente capítulo apresentar-se-ão os resultados considerados mais relevantes sem que haja, contudo, uma pormenorização tão extensa como no capítulo anterior.

5.2. INFLUÊNCIA DA LAJE DE JET GROUT

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente sub-capítulo são apresentados resultados relativamente à avaliação da importância da laje de *jet grout* na base de escavações multi-escoradas em solos moles. Para isso, é feita a comparação entre os resultados do problema do capítulo anterior e do mesmo problema mas não utilizando laje de fundo. Em fase de pré-dimensionamento, num cenário teórico verificou-se que, se a parede não fosse prolongada abaixo da base de escavação, existiria rotura de fundo. No problema do capítulo anterior, este problema é ultrapassado, não só prolongando a parede até ao estrato rígido, mas também considerando reforço de fundo com a laje de *jet grout*. A laje de fundo tem também o objectivo muito importante de minimizar os deslocamentos da parede e do maciço suportado.

Uma vez que a parede é prolongada até ao estrato rígido, na situação correspondente à não utilização de laje de *jet grout*, a rotura de fundo não se coloca, desde que o dimensionamento seja feito de modo a que os esforços que levariam à rotura de fundo sejam absorvidos pela parede e pelos níveis de escoramento, como se poderá observar mais à frente. No entanto, esta solução (sem reforço com laje de fundo), na maior parte das situações na prática, é altamente inadequada pela grandeza dos deslocamentos da parede e do maciço suportado. No presente sub-capítulo pretende-se pois analisar e quantificar os aspectos referidos.

5.2.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

5.2.2.1. Excessos de pressão neutra

Na figura 5.1 estão representados os excessos de pressão neutra no maciço, comparando as duas situações em análise, no final da escavação. É possível constatar que a remoção da laje de *jet grout* afecta da seguinte forma os resultados:

- do lado escavado, a grandeza dos excessos de pressão neutra negativos é globalmente menor; este facto deve-se aos maiores deslocamentos laterais da parede, como à frente se mostrará, o que provoca um certo efeito de compressão no solo do lado escavado, que atenua a geração dos excessos de pressão neutra negativos associada à escavação;
- do lado suportado, as diferenças são menos expressivas.

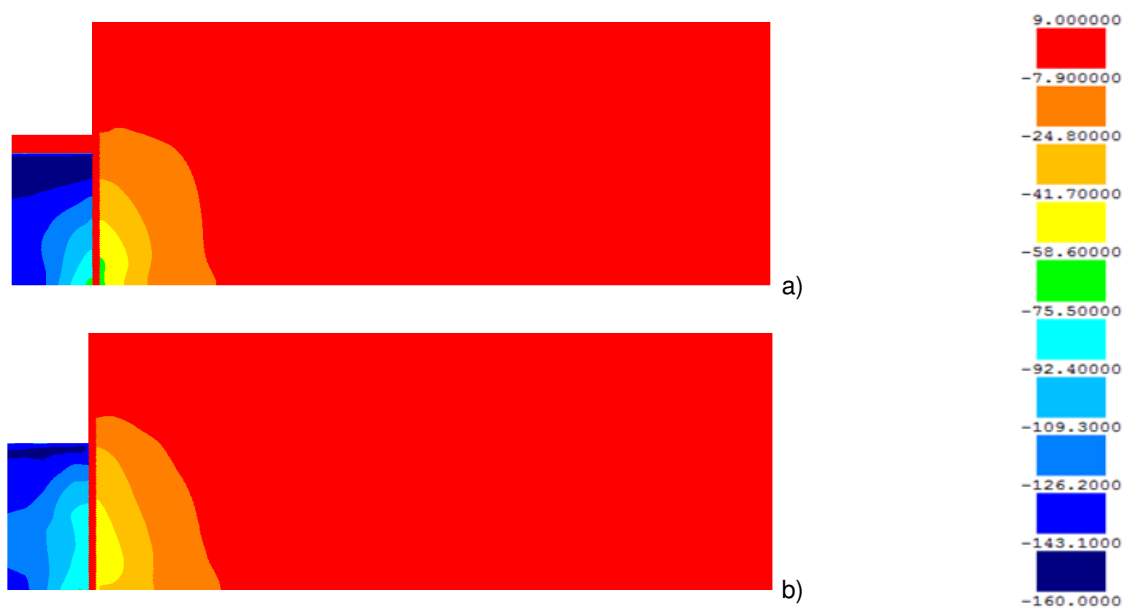


Fig. 5.1 - Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de *jet grout*

5.2.2.2. Níveis de tensão

As figuras 5.2 e 5.3 ilustram os níveis de tensão no maciço, no final da escavação e no final da consolidação, respectivamente.

Observando as figuras verifica-se que, no final da escavação, a laje desempenha um papel fundamental em assegurar que o solo do lado escavado subjacente à mesma tenha níveis de tensão muito inferiores aos verificados na sua ausência (figura 5.2b e 5.3b). Do lado suportado do maciço observa-se também uma diminuição geral dos níveis de tensão, com excepção da zona junto à cortina acima da base de escavação, o que se deve ao facto de a retirada da laje aumentar, como se verá mais à frente, os deslocamentos da cortina provocando um conseqüente aumento dos níveis de tensão.

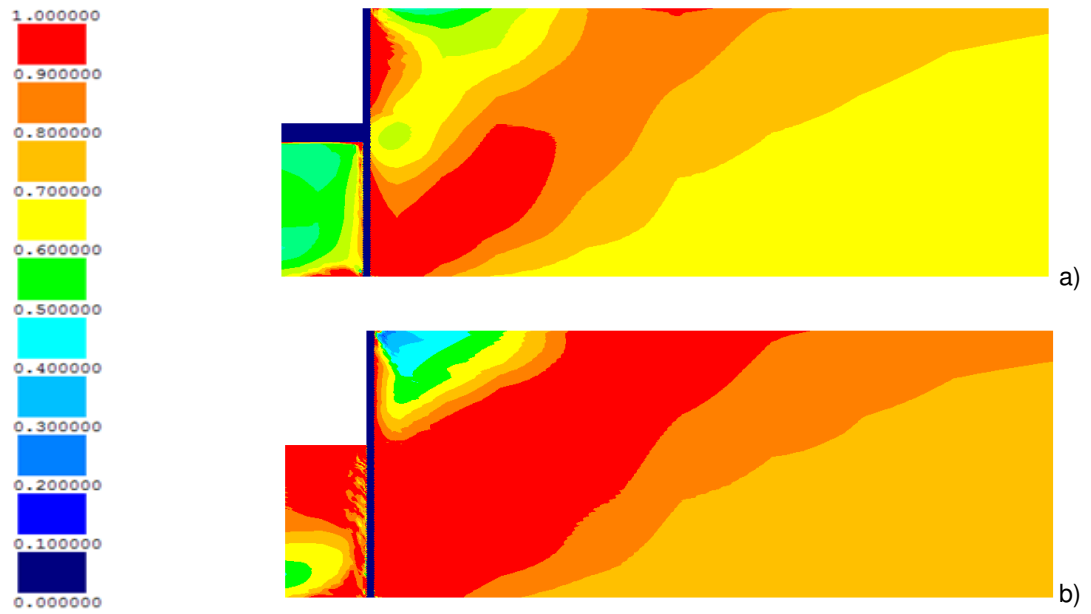


Fig. 5.2 - Níveis de tensão no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de *jet grout*

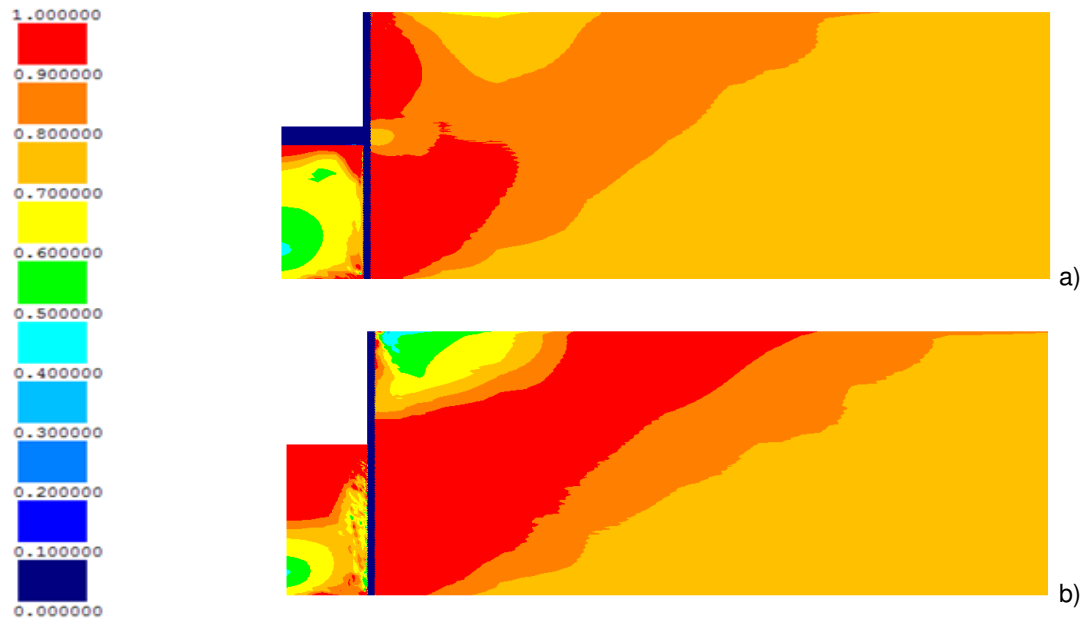


Fig. 5.3 - Níveis de tensão no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de *jet grout*

5.2.2.3. Tensões horizontais efectivas

Nas figuras 5.4 e 5.5 estão representados os incrementos de tensões horizontais efectivas para ambos os casos em análise, para o final da escavação e para o final da consolidação, respectivamente.

É possível constatar que o maior acréscimo das tensões horizontais efectivas se dá abaixo da base de escavação, devido à ausência da laje de fundo. Do lado suportado, onde se verifica decréscimo das tensões horizontais efectivas, constata-se que este decréscimo é também mais expressivo no caso sem laje de fundo.

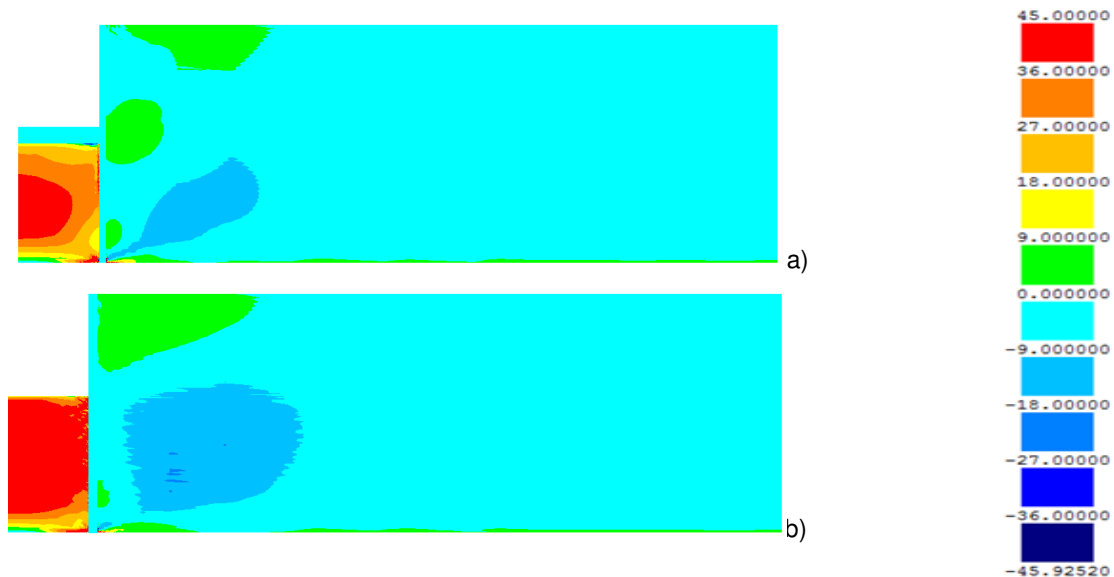


Fig. 5.4 - Incrementos de tensão horizontal efectiva no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de *jet grout*

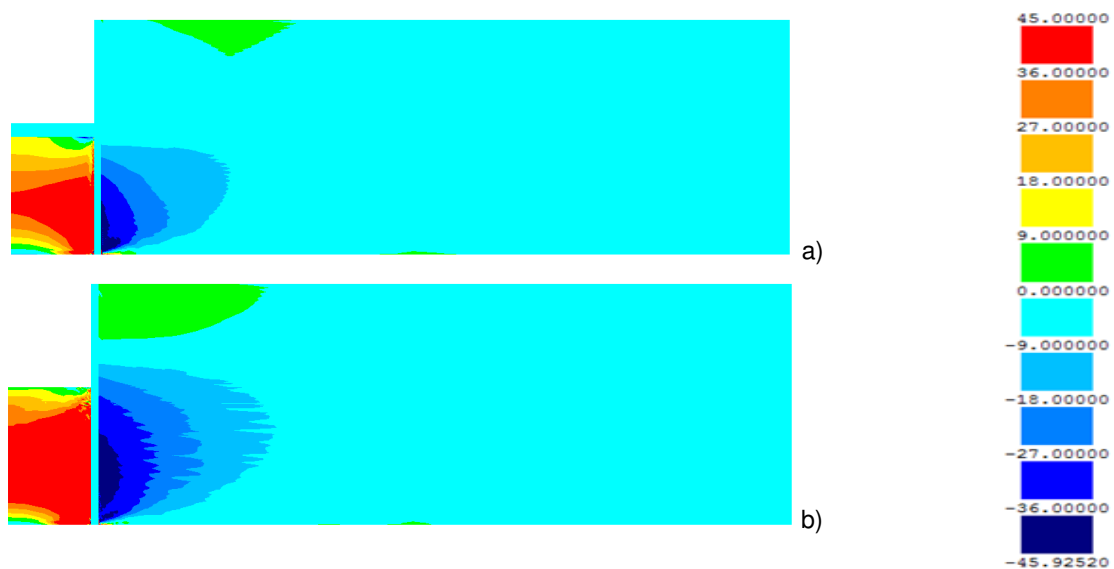


Fig. 5.5 - Incrementos de tensão horizontal efectiva no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de *jet grout*

5.2.2.4. Tensões de corte

As figuras 5.6 e 5.7 ilustram as tensões de corte no maciço para as fases final de escavação e final da consolidação respectivamente.

Observando as figuras constata-se a existência de aumento das tensões de corte com a remoção da laje de fundo, quer do lado escavado quer do lado suportado.

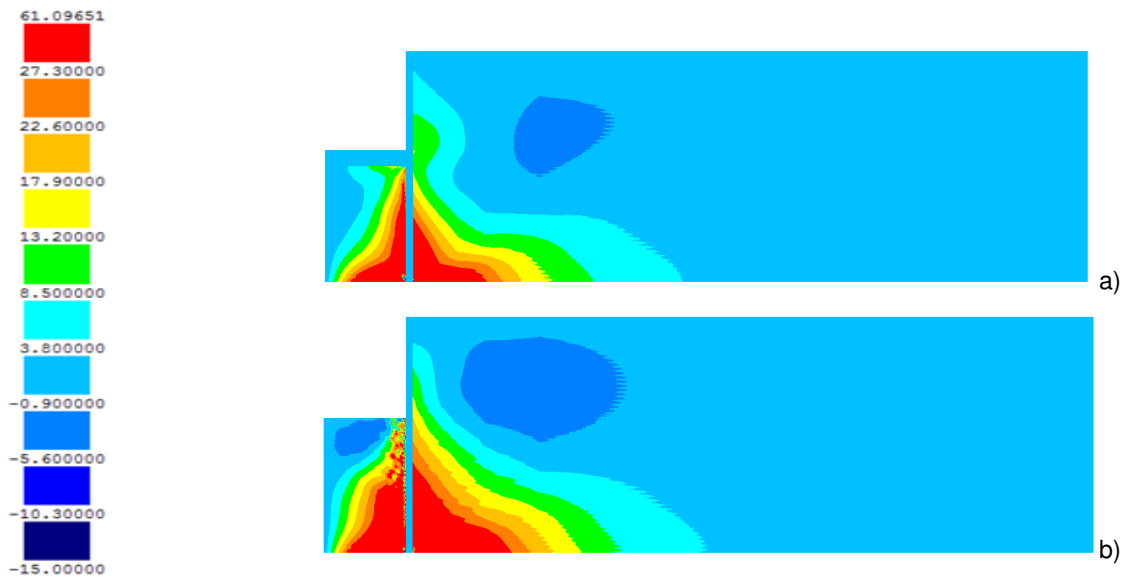


Fig. 5.6 -Tensões de corte (T_{xy}) no final da escavação: a) estudo base; b) sem laje de *jet grout*

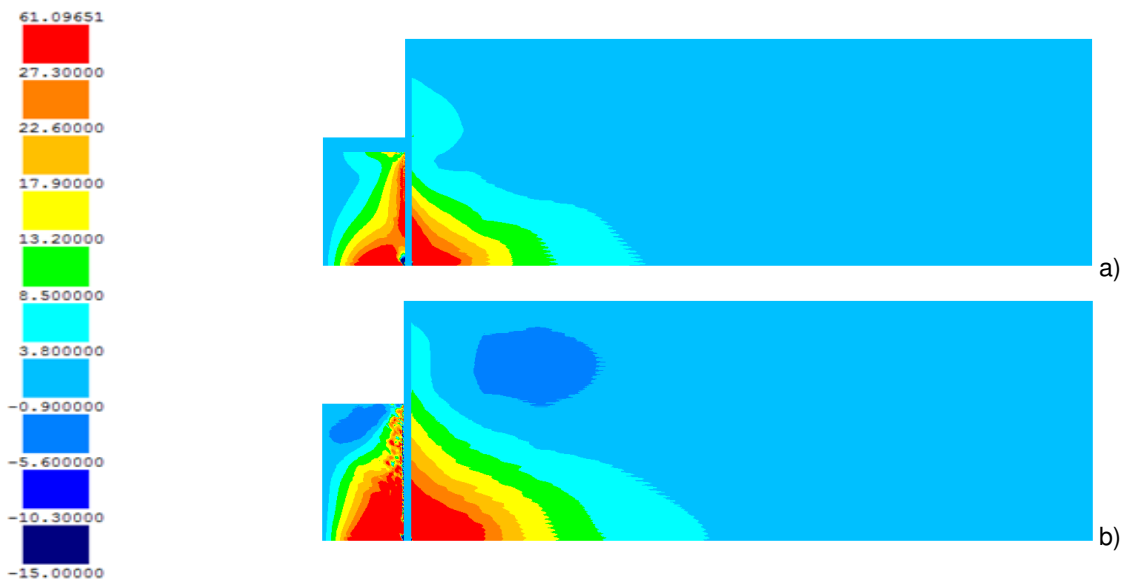


Fig. 5.7 - Tensões de corte (T_{xy}) no final da consolidação: a) estudo base; b) sem laje de *jet grout*

5.2.3. DESLOCAMENTOS

Na figura 5.8 podem-se observar os deslocamentos horizontais da cortina. Conclui-se que estes deslocamentos aumentam bastante com a retirada da laje de *jet grout*, o que demonstra que a laje actua como um escoramento, colocado previamente à escavação, dificultando em grande medida o deslocamento da parede.

O deslocamento máximo, atingido no final da consolidação, sofre assim um aumento de 138 % em relação ao deslocamento máximo observado no estudo base (ver 4.4.3.3.), com um valor de 10,01 cm, à profundidade de 15 m.

Esta grandeza de deslocamento é in comportável numa obra deste tipo, o que reforça a vantagem da utilização da laje de *jet grout*.

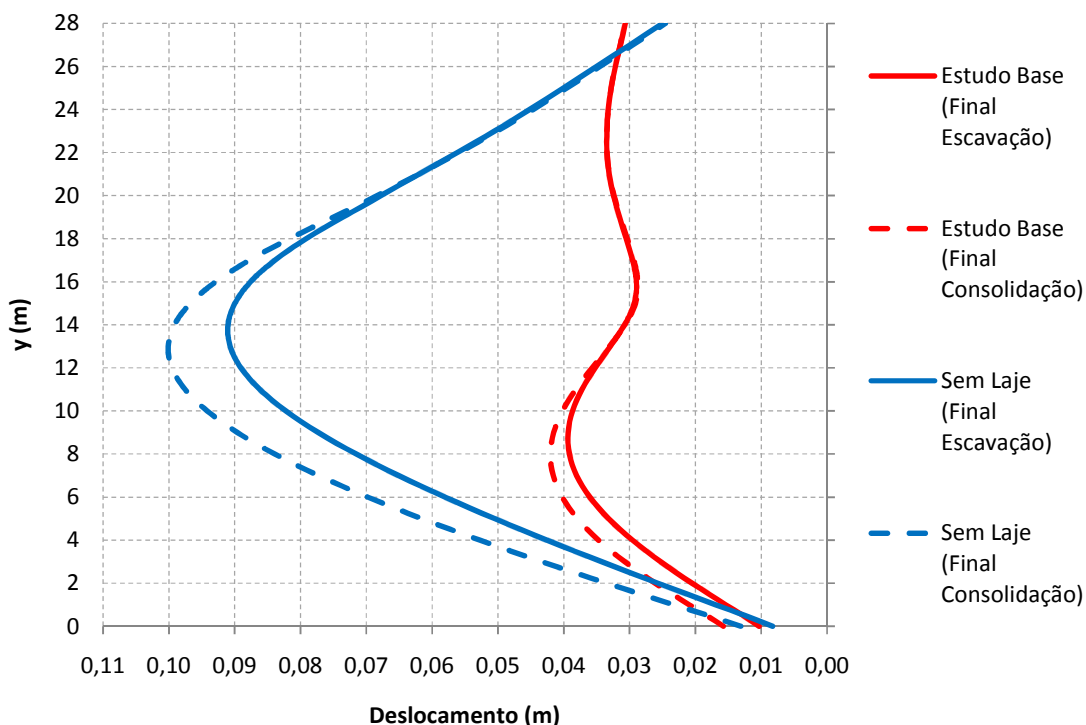


Fig. 5.8 - Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos horizontais da cortina no final da escavação e no final da consolidação

As figuras 5.9 e 5.10 permitem analisar, respectivamente, os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do maciço do lado suportado.

Como anteriormente, também aqui se verificam grandes aumentos nos deslocamentos, tanto horizontais como verticais, o que se deve em grande parte aos também maiores deslocamentos da cortina, como já se comprovou pela figura 5.8.

Os valores máximos horizontal e vertical do deslocamento apresentam valores de cerca de 5,45 cm e 5,10 cm, respectivamente, e ocorrem a aproximadamente 14 m da cortina, o que representa um aumento de 116 % e 117 % para os máximos deslocamentos horizontal e vertical, respectivamente.

Estes deslocamentos teriam um impacto negativo significativo em estruturas vizinhas pelo que, uma vez mais, a utilização da laje de *jet grout* se reveste de grande utilidade.

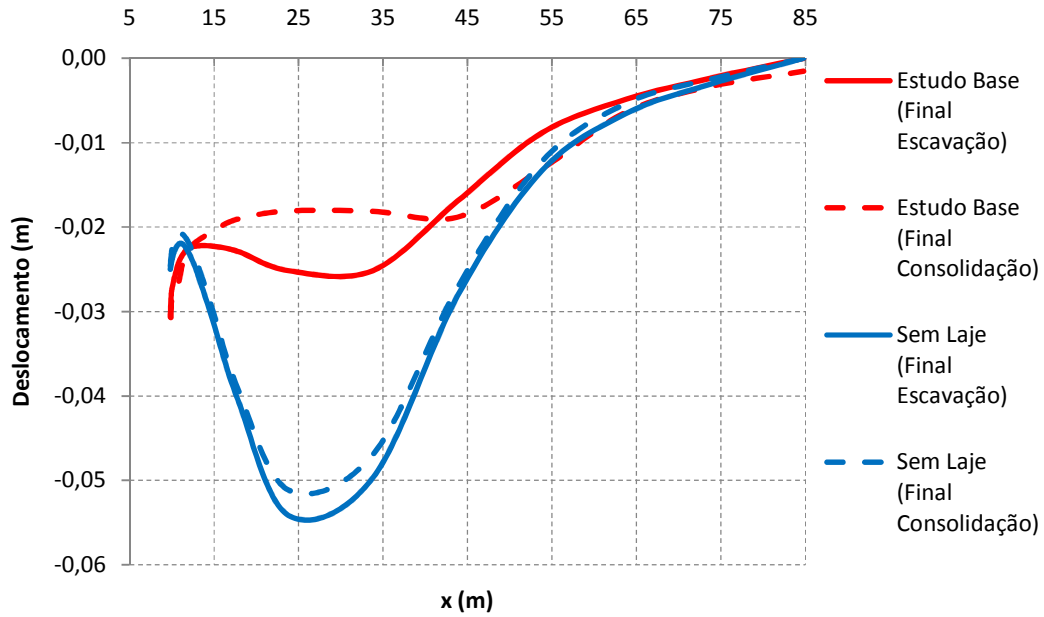


Fig. 5.9 - Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação

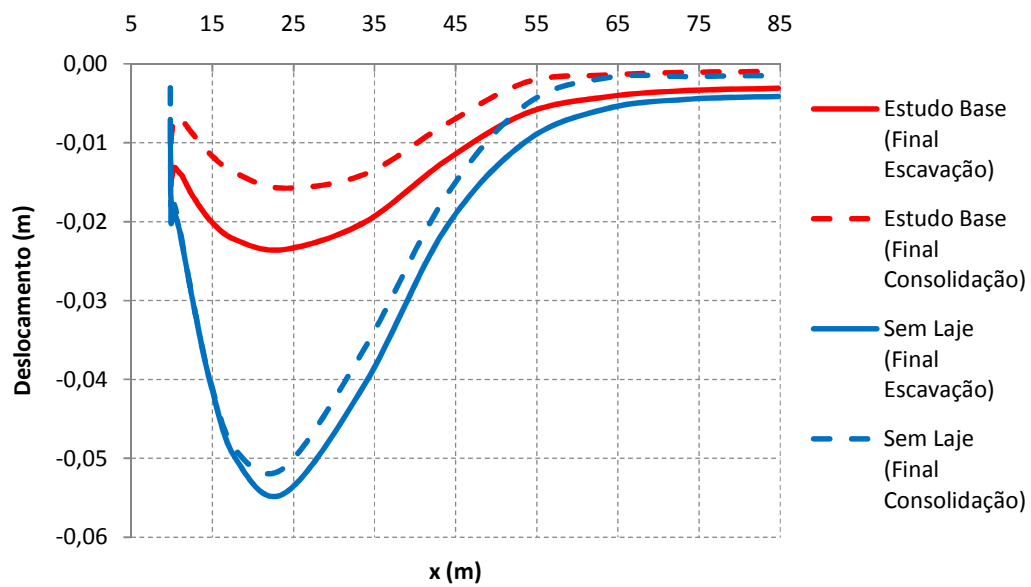


Fig. 5.10 - Influência da laje de *jet grout* nos deslocamentos verticais da superfície do lado suportado no final da escavação e no final da consolidação

Na figura 5.11 pode-se observar o levantamento do fundo da escavação nos dois casos de estudo, para o final da escavação e final da consolidação.

Também aqui se verifica um aumento dos deslocamentos em relação ao estudo base, sendo que o máximo ocorre nas proximidades da parede de betão, com um valor de 14,83 cm no final da consolidação. Este aumento do levantamento do fundo deve-se, fundamentalmente, aos maiores deslocamentos laterais da parede que “empurram” o solo do lado escavado, o que provoca levantamento do fundo da escavação, principalmente durante a construção em que o solo se deforma praticamente sem variação de volume (comportamento não-drenado).

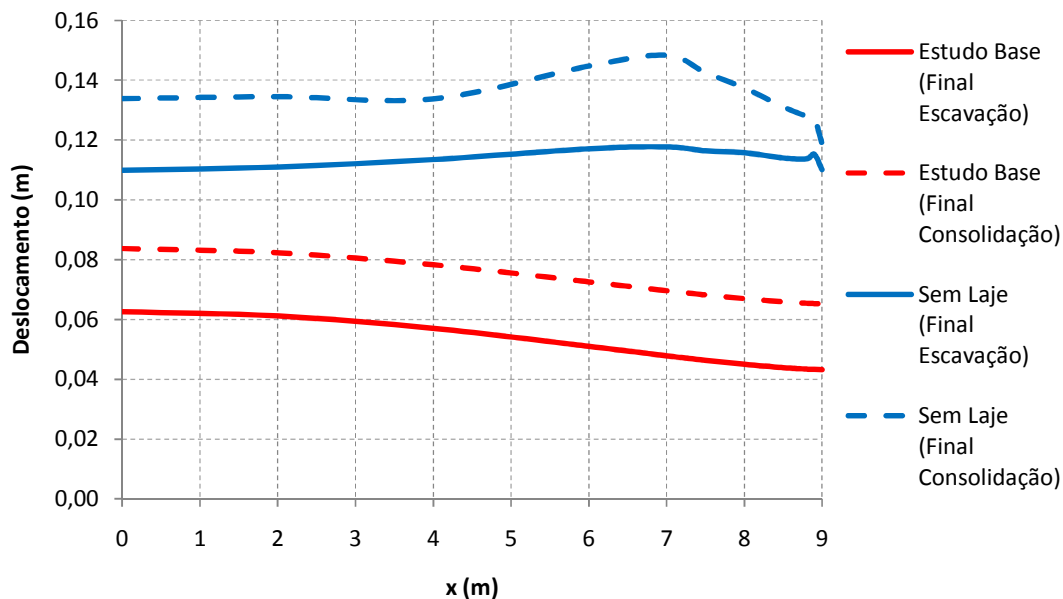


Fig. 5.11 - Influência da laje de *jet grout* no levantamento do fundo da escavação no final da escavação e no final da consolidação

5.2.4. ESFORÇOS AXIAIS NAS ESCORAS

A figura 5.12 ilustra os esforços axiais nas escoras no final da escavação e no final da consolidação, para o estudo base e para a situação sem laje de fundo. Convém mencionar que os valores negativos observados no gráfico da escora 1 correspondem a esforços de tracção.

É facilmente perceptível o considerável aumento de esforços no escoramento, em particular na escora 3 que atinge no final da consolidação um esforço de compressão de 1748 kN. Convém lembrar que, na solução com recurso a laje de fundo, esta escora atingia um esforço máximo de compressão máximo de 322 kN, no final da escavação.

Como consequência destes esforços excessivos, seria necessário um novo dimensionamento da estrutura de contenção e, em particular, dos níveis de escoramento. Mais uma vez se comprova o grande benefício da laje de fundo em *jet grout* uma vez que, como se viu anteriormente, as escoras atingem valores perfeitamente aceitáveis e dentro dos limites estabelecidos aquando do seu pré-dimensionamento.

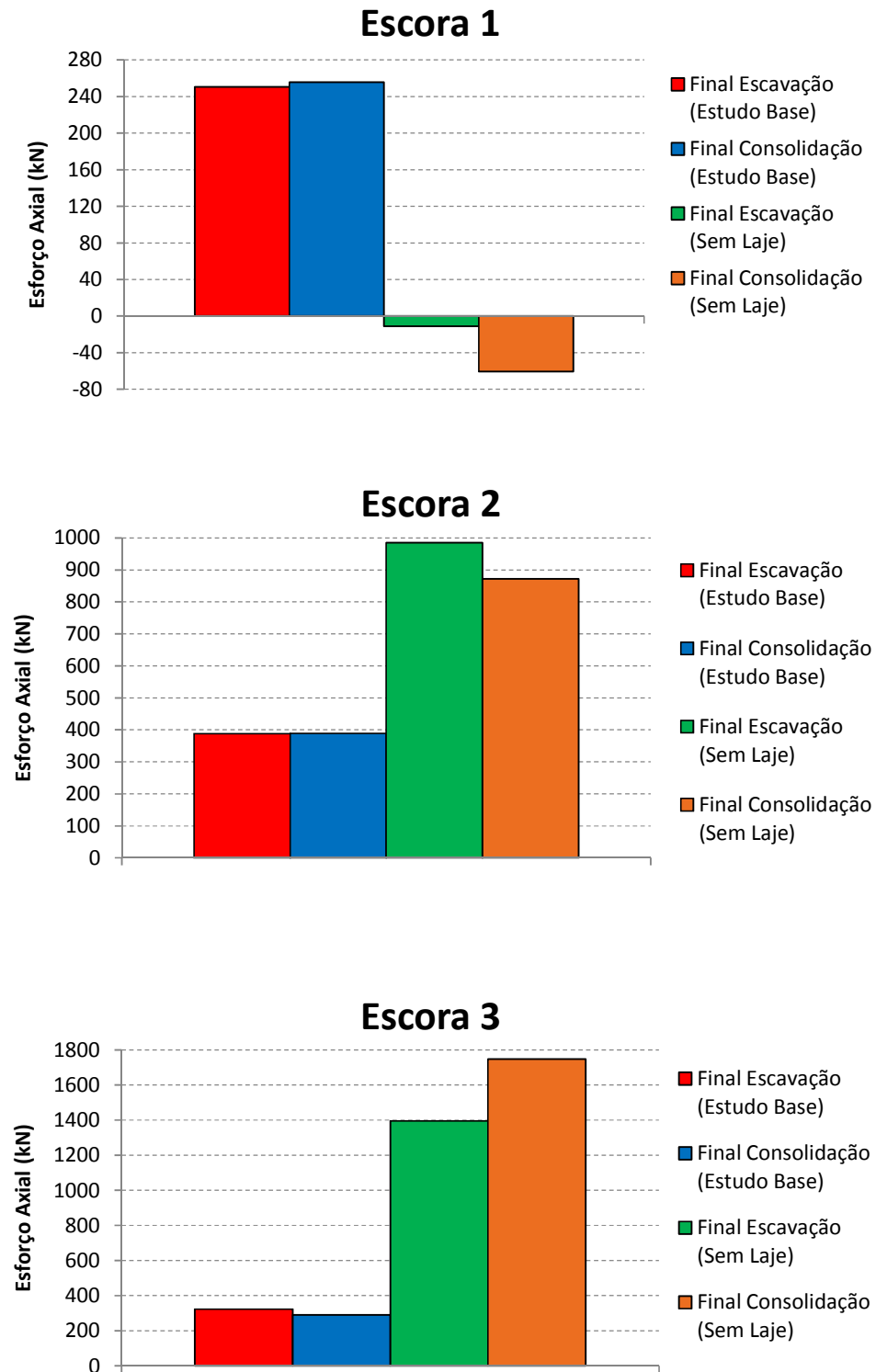


Fig. 5.12 - Influência da laje de *jet grout* nos esforços das escoras no final da escavação e no final da consolidação

5.2.5. MOMENTOS FLECTORES NA CORTINA

Na figura 5.13 estão representados os momentos flectores na cortina de betão armado para ambos os casos em estudo, no final da escavação e no final da consolidação.

Constata-se pela observação da figura que, desde a superfície até sensivelmente à profundidade de 9 m, os momentos assumem um valor contrário aos observados no estudo base, passando a momentos negativos. A partir daí os momentos assumem valores exclusivamente positivos com um máximo positivo de 1197,75 kN.m/m à profundidade de 14,5 m, o que corresponde a um aumento de 27,2 % em relação ao momento máximo, em valor absoluto, registado no estudo base (que acontece ao nível da laje de *jet grout*).

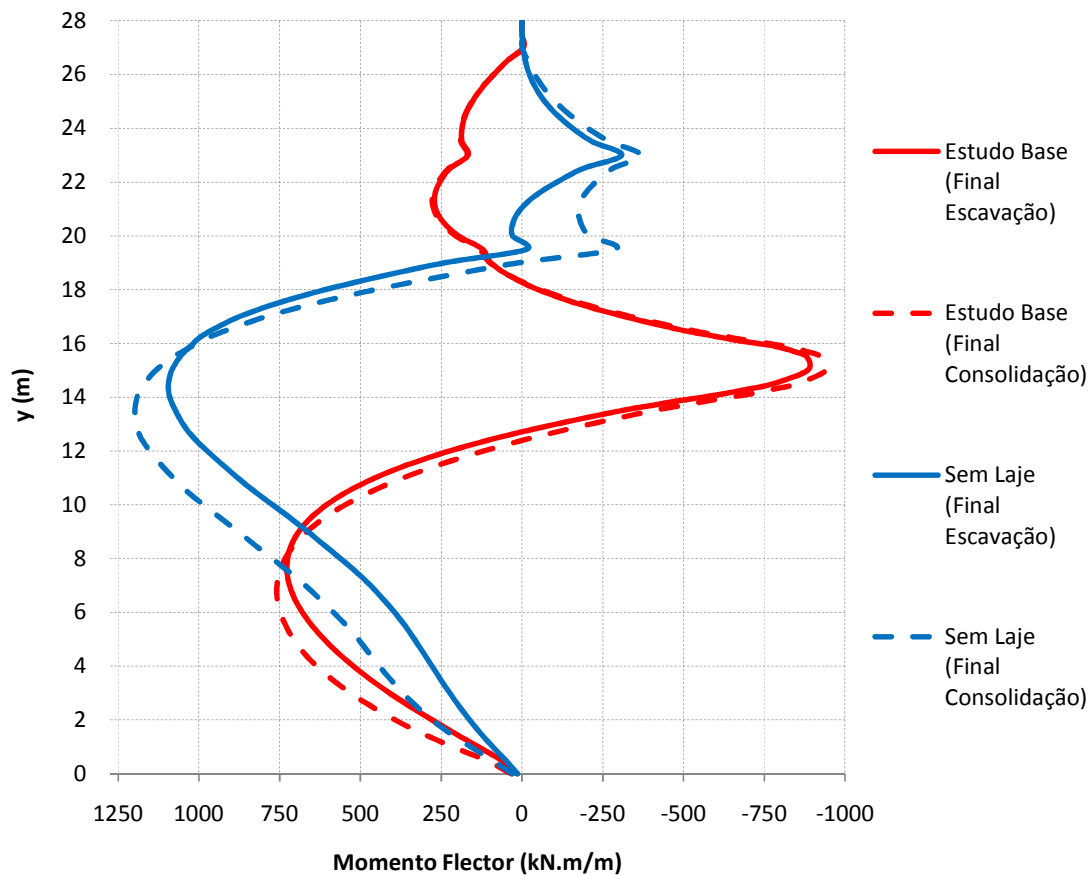


Fig. 5.13 - Influência da laje de *jet grout* nos momentos flectores na cortina no final da escavação e no final da consolidação

5.2.6. PRESSÕES DE TERRA NAS FACES DA CORTINA

A figura 5.14 permite observar as pressões exercidas pelo maciço nas faces da parede de betão armado nos dois casos em estudo, no final da escavação e final da consolidação.

Do lado escavado, nota-se um aumento das pressões de terra no caso sem laje de *jet grout*, o que se deve aos maiores movimentos laterais da parede. É de salientar a irregularidade da curva, o que se deve ao facto de o solo sob a base de escavação estar, como visto nas figuras 5.2 e 5.3, em estado crítico.

No lado suportado, entre as cotas 10 m e 18 m ocorre uma diminuição das pressões de terra devido à descompressão do maciço, provocada pela retirada da laje de fundo.

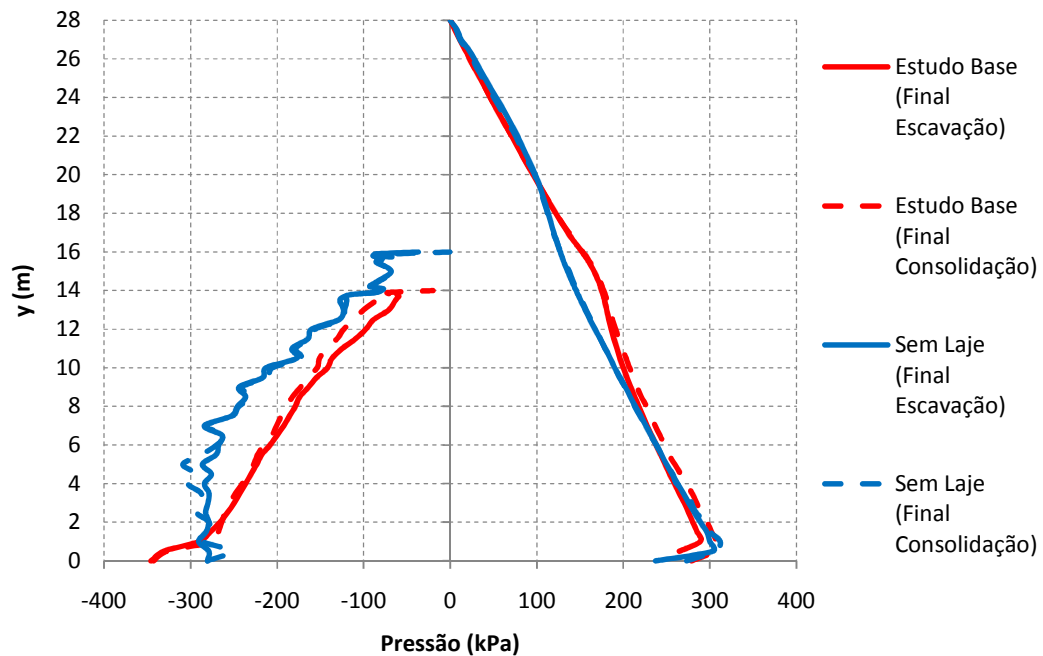


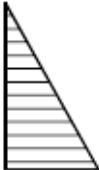
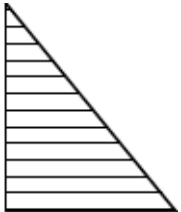
Fig. 5.14 - Influência da laje de *jet grout* nas pressões de terra (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação

5.3. INFLUÊNCIA DO PRÉ-ESFORÇO

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Será agora analisado o efeito da aplicação de pré-esforço nas escoras no comportamento da estrutura de suporte. Foram realizadas duas análises (cálculos P1 e P2), tendo por base o problema analisado no capítulo anterior (estudo base), mas aplicando pré-esforço nos escoramentos, com os valores indicados no Quadro 5.1, que correspondem às resultantes, na área de influência de cada escoramento, obtidas do diagrama triangular correspondente às pressões em repouso (cálculo P1), e deste incrementado de 20% (cálculo P2).

Quadro 5.1 - Pré-esforço aplicado nos níveis de escoramento para diferentes diagramas de cálculo (P1 e P2)

DIAGRAMA DE PRÉ-ESFORÇO	PRÉ-ESFORÇO APLICADO (kN/M)		
	ESCORA 1	ESCORA 2	ESCORA 3
<p>K₀ (P1)</p> 	58,5	237,7	386,8
<p>Distribuição triangular – 1,20 . K₀ (P2)</p> 	70,2	285,2	464,1

Todas as características do modelo de cálculo foram consideradas iguais às apresentadas no estudo base, à excepção da rigidez adoptada para as escoras, que para o caso da aplicação de pré-esforço se adoptou igual a 75% da rigidez teórica, facto que é explicado pelas considerações feitas em 2.4.2.

Neste sub-capítulo, são avaliados pois os efeitos positivos da utilização simultânea de reforço de fundo com laje de *jet grout* e aplicação de pré-esforço nas escoras.

5.3.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

5.3.2.1. Excessos de pressão neutra

Na figura 5.15 estão representadas as colorações dos excessos de pressão neutra para o estudo base e para o pré-esforço aplicado segundo o quadro 5.1.

Estas figuras permitem concluir que não há uma variação significativa dos excessos de pressão neutra entre os casos em comparação.

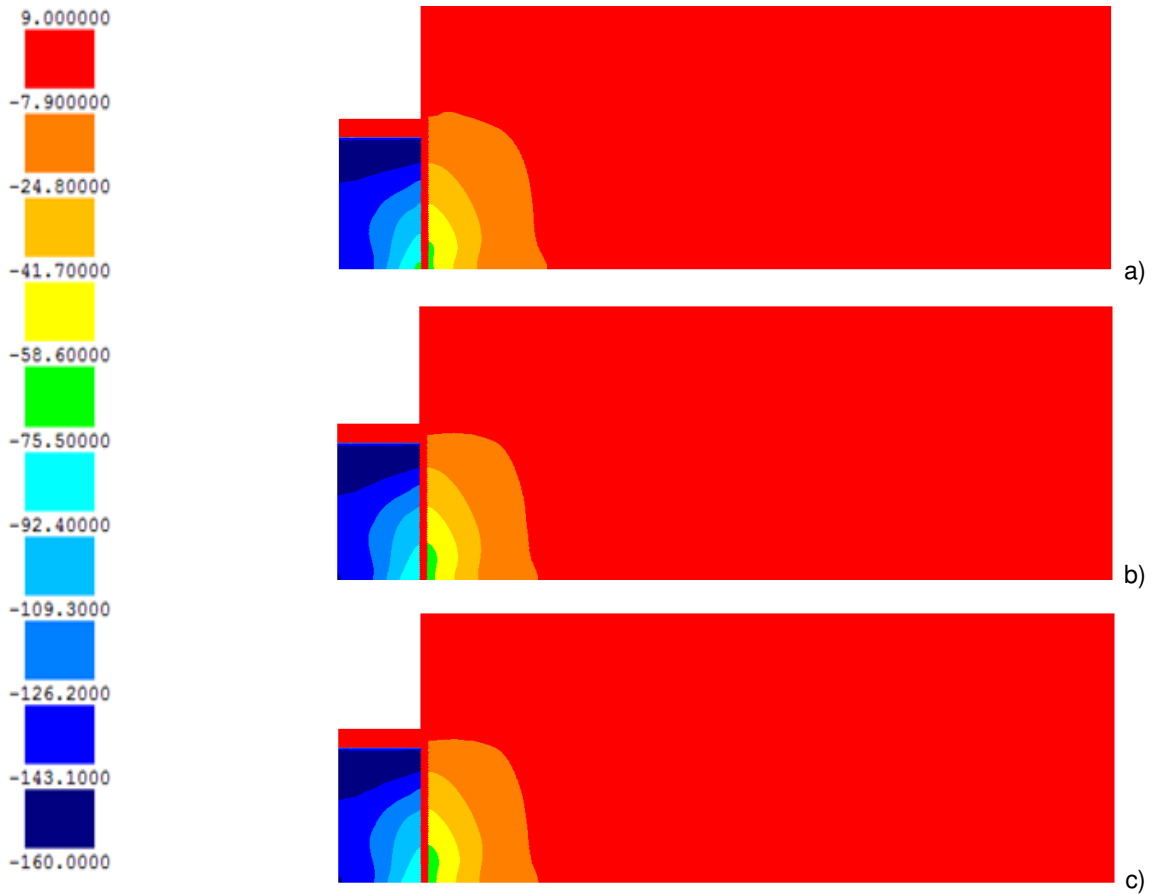


Fig. 5.15 - Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2

5.3.2.2. Níveis de tensão

As figuras 5.16 e 5.17 representam os níveis de tensão no final da escavação e no final da consolidação, respectivamente.

Analisando as figuras constata-se que não ocorre uma variação significativa dos níveis de tensão com a introdução do pré-esforço, com excepção da zona do lado do maciço suportado onde, junto à cortina e acima da base de escavação, se verifica uma ligeira diminuição do nível de tensão, o que se explica pelo facto de ser nessa zona que se aplicam as forças na parede correspondentes ao pré-esforço nas escoras, o que determina menores deslocamentos da cortina, como à frente se mostrará.

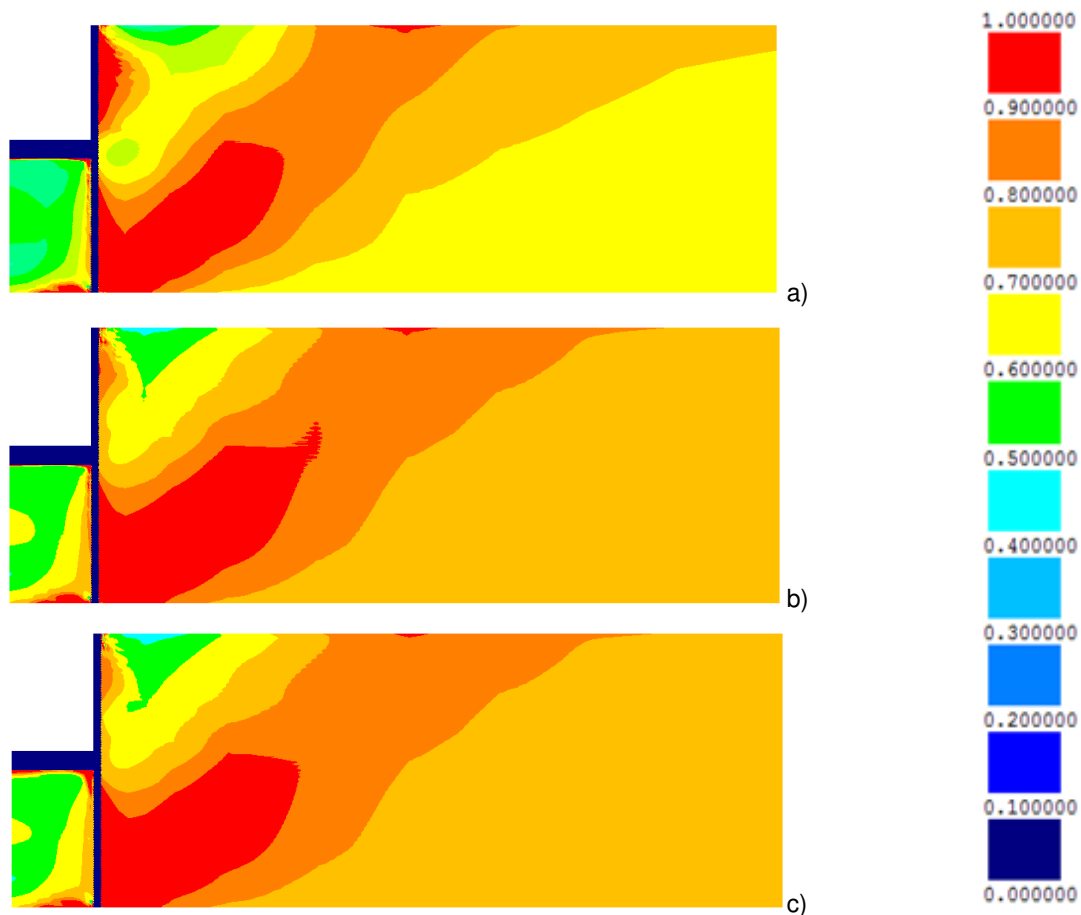


Fig. 5.16 - Níveis de tensão no final da escavação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2

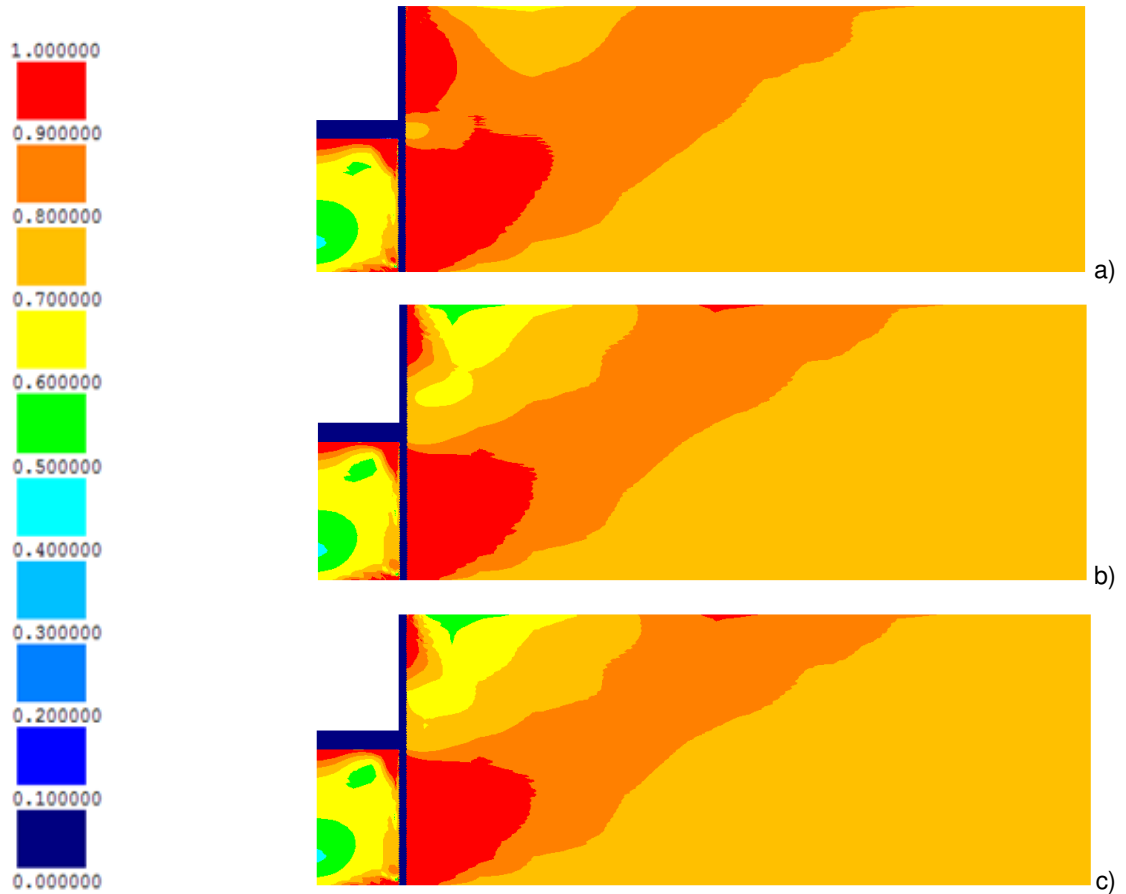


Fig. 5.17 - Níveis de tensão no final da consolidação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2

5.3.2.3. Tensões horizontais efectivas

Os incrementos de tensões horizontais efectivas, para o final da escavação e para o final da consolidação, estão representados nas figuras 5.18 e 5.19, respectivamente.

Estas figuras permitem concluir, confirmando os resultados das figuras 5.16 e 5.17, que apenas se verifica um ligeiro acréscimo das tensões horizontais efectivas na zona do lado do maciço suportado, junto à cortina e acima da base de escavação. Tal facto deve-se à introdução do pré-esforço que, ao aplicar forças sobre a parede, aumenta assim as tensões instaladas no solo.

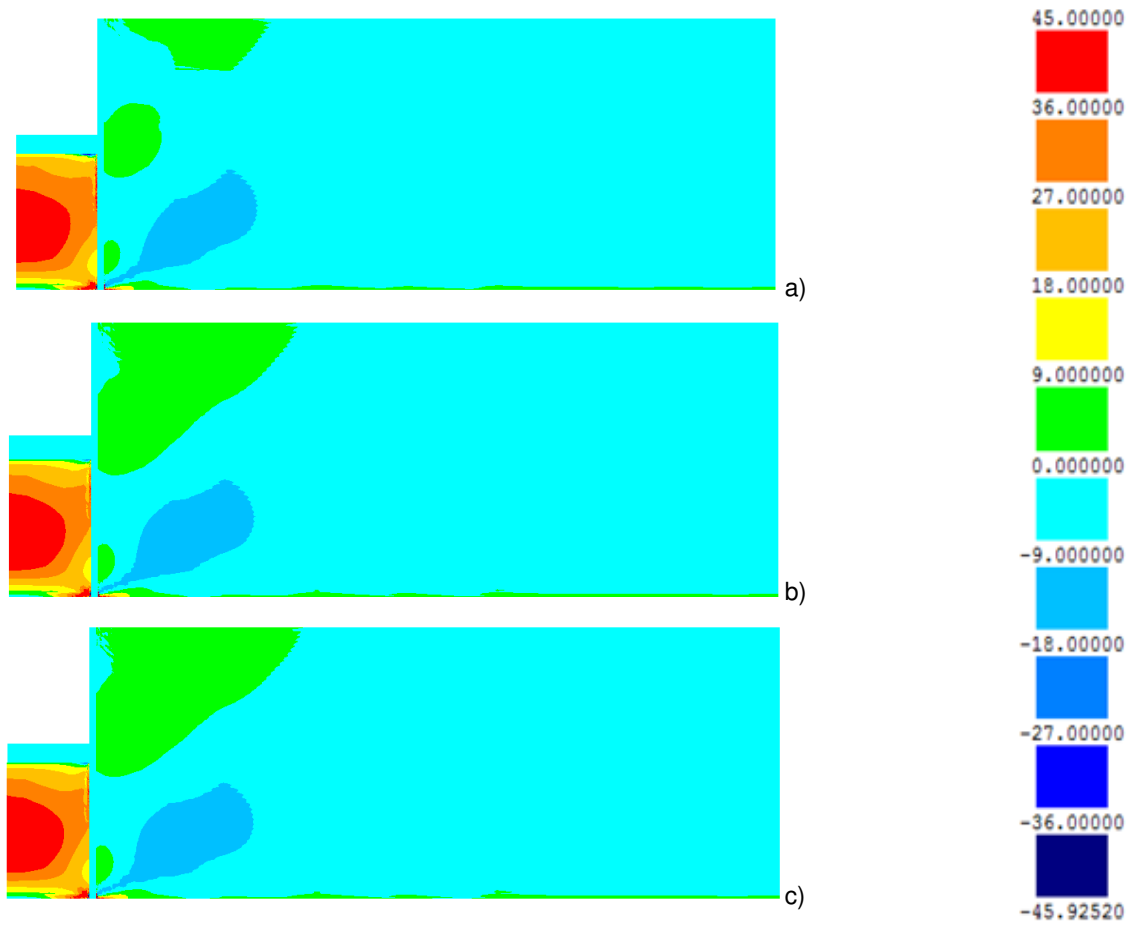


Fig. 5.18 - Incrementos de tensão horizontal efectiva no final da escavação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2

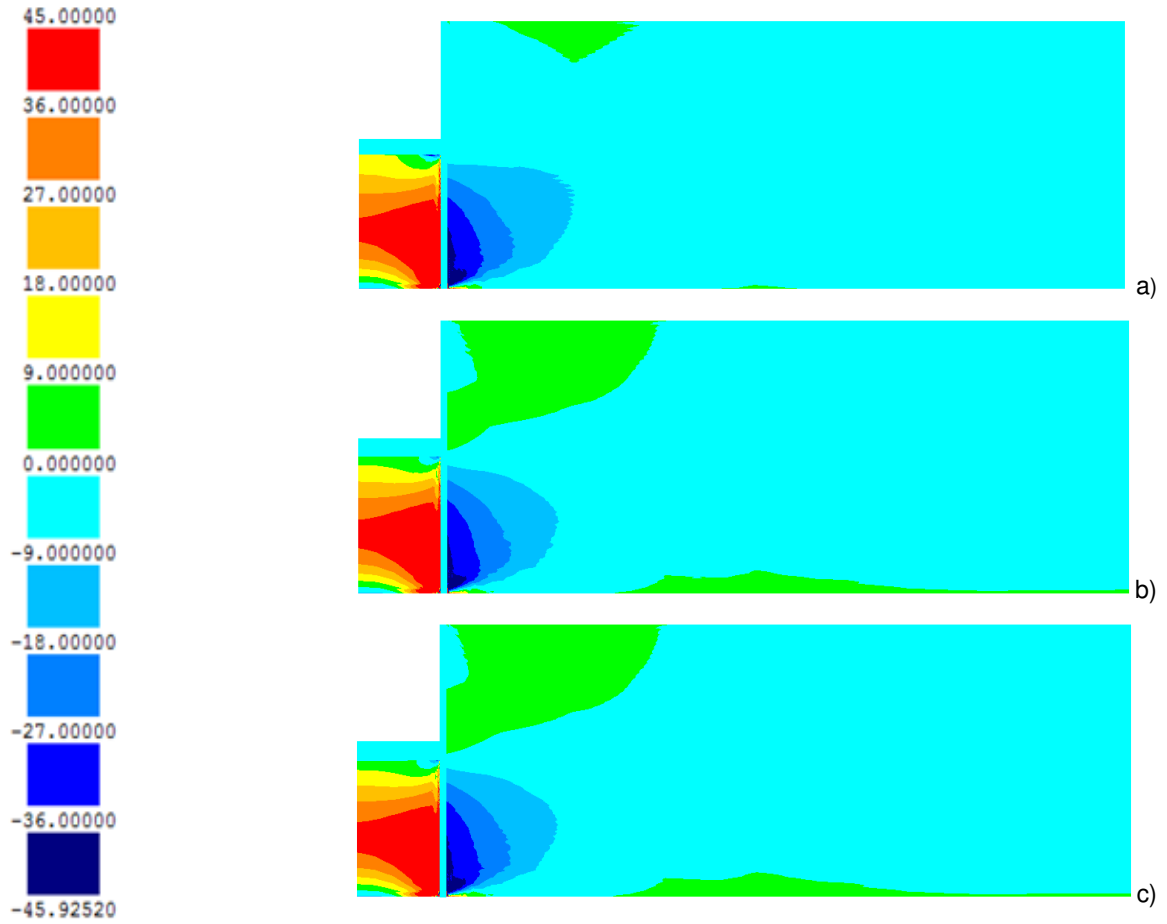


Fig. 5.19 - Incrementos de tensão horizontal efectiva no final da consolidação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2

5.3.2.4. Tensões de corte

A figura 5.20 representa as tensões de corte para a fase final da escavação. Não se verificam aqui alterações muito significativas entre as três situações em comparação, notando-se pequenas diminuições da tensão de corte, no caso de existência de pré-esforço, junto à parede do lado suportado.

As diferenças também são pouco expressivas no final da consolidação, pelo que se não apresentam aqui as colorações relativas a essa fase.

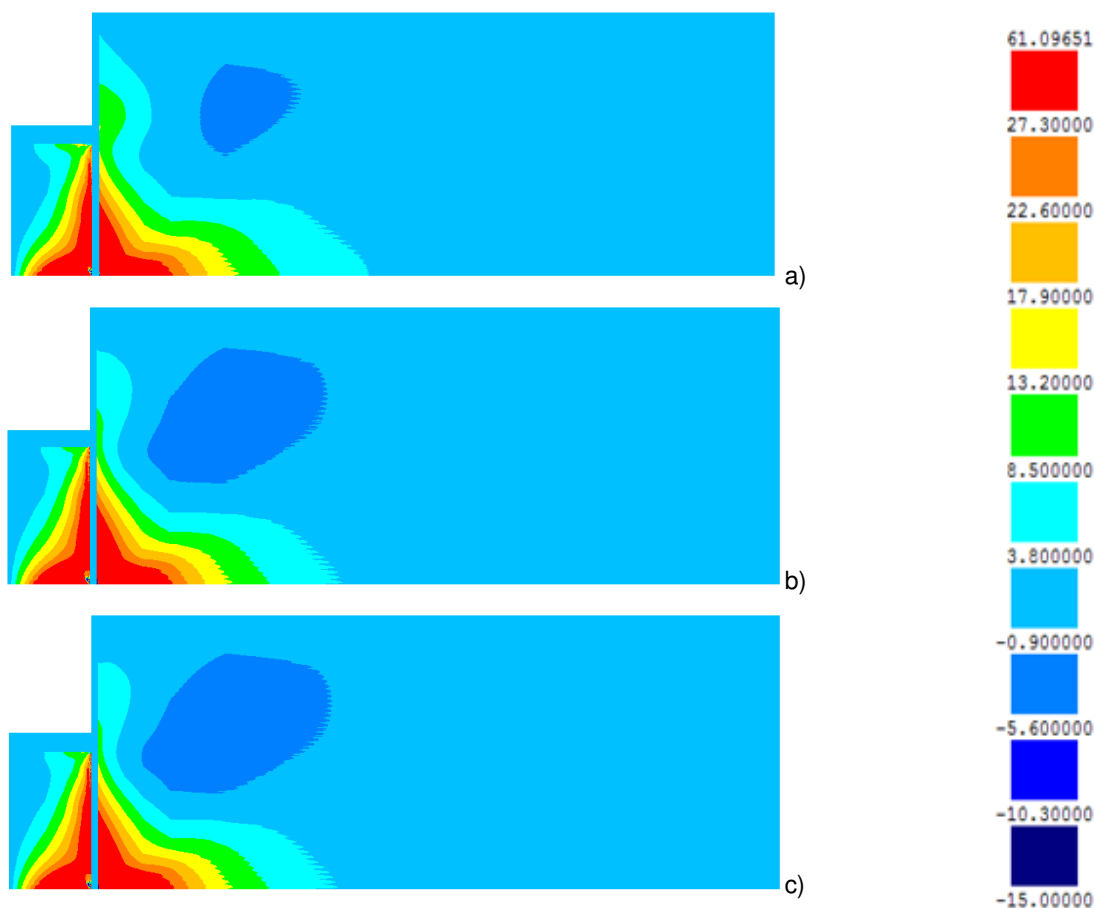


Fig. 5.20 – Tensões de corte no final da escavação: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2

5.3.3. DESLOCAMENTOS

Na figura 5.21 podem-se observar os deslocamentos laterais da cortina para os diferentes cenários em estudo. Facilmente se observa que a introdução do pré-esforço nas escoras representa uma mais valia na redução dos deslocamentos da zona escorada da cortina.

Obtiveram-se assim, para a profundidade de 5,0 m, que no estudo base corresponde ao deslocamento máximo para a zona escavada com um valor de 3,35 cm, deslocamentos de 1,47 cm e 1,13 cm para os cálculos P1 e P2, respectivamente, o que corresponde a reduções de 56,1% e 66,3%.

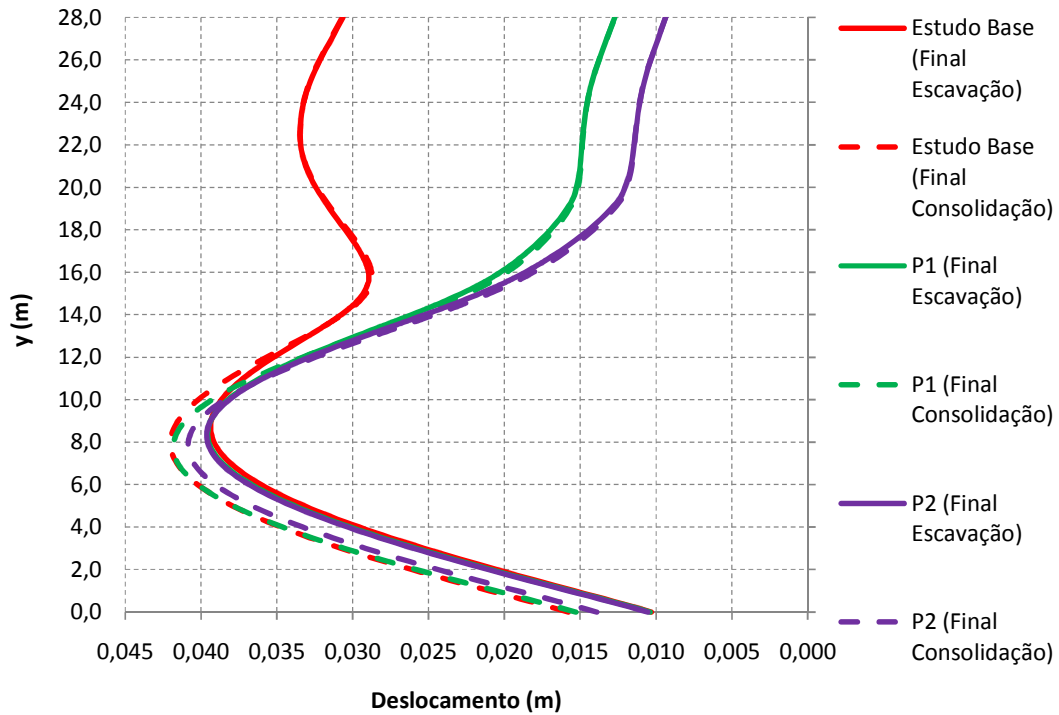


Fig. 5.21 - Influência do pré-esforço nos deslocamentos laterais da cortina

As figuras 5.22 e 5.23 ilustram, respectivamente, os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do lado suportado do maciço.

Também aqui se pode observar a contribuição do pré-esforço na diminuição destes deslocamentos. Junto à cortina os deslocamentos horizontais obtidos para e P1 e P2 foram, respectivamente, 1,27 cm e 0,94 cm o que corresponde a uma redução de 58,5% e 69,3%, em relação ao verificado no estudo base. Relativamente aos deslocamentos horizontais em zonas mais afastadas, os resultados obtidos para os máximos foram de 1,94 cm para o cálculo P1 e 1,79 cm para o cálculo P2.

Quanto aos deslocamentos máximos verticais do lado suportado os resultados obtidos foram de 1,85 cm e 1,76 cm para os cálculos P1 e P2 respectivamente. Isto representa uma redução de 21,6% e 25,4%, em relação ao estudo base.

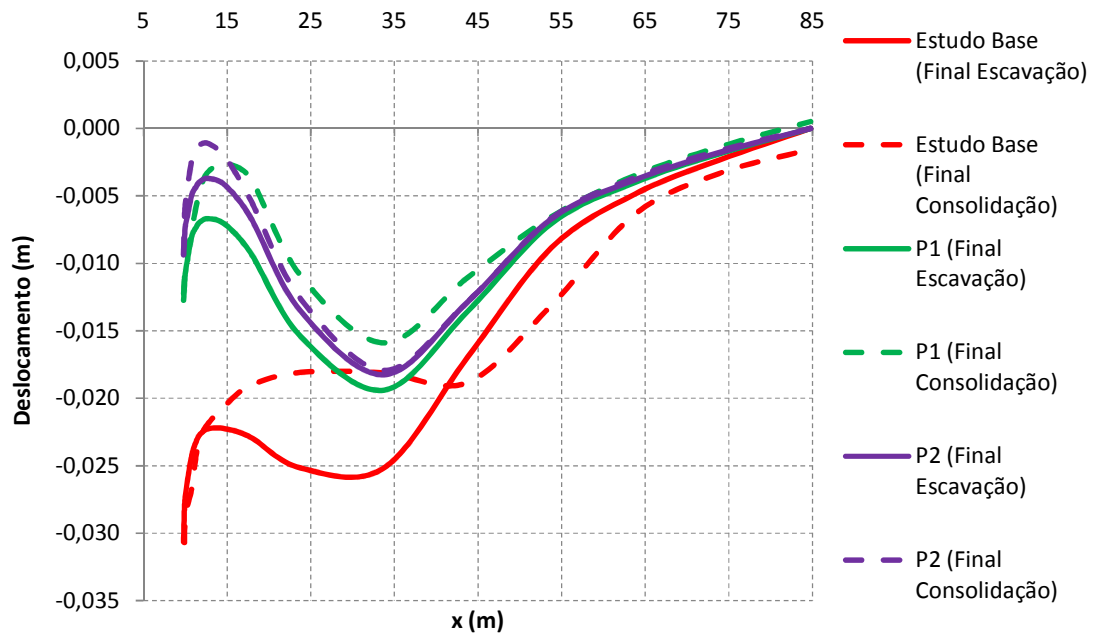


Fig. 5.22 - Influência do pré-esforço nos deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado

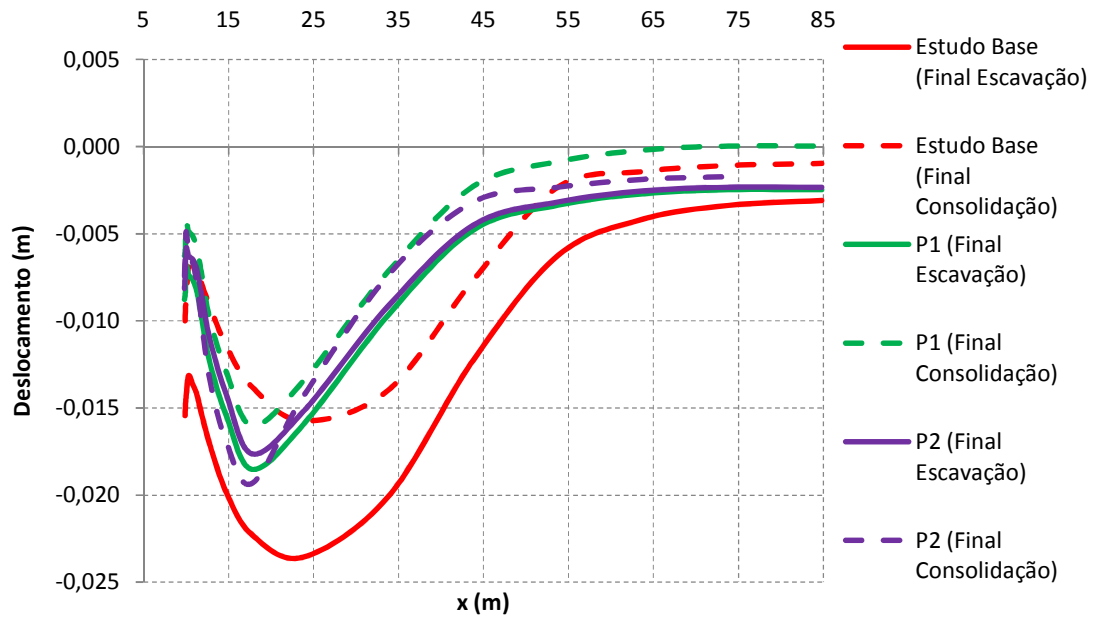


Fig. 5.23 - Influência do pré-esforço nos deslocamentos verticais da superfície do lado suportado

Na figura 5.24 apresenta-se a influência do pré-esforço no levantamento do fundo da escavação. Verifica-se apenas uma ligeira redução do levantamento na zona junto à cortina não sendo, no entanto, significativa.

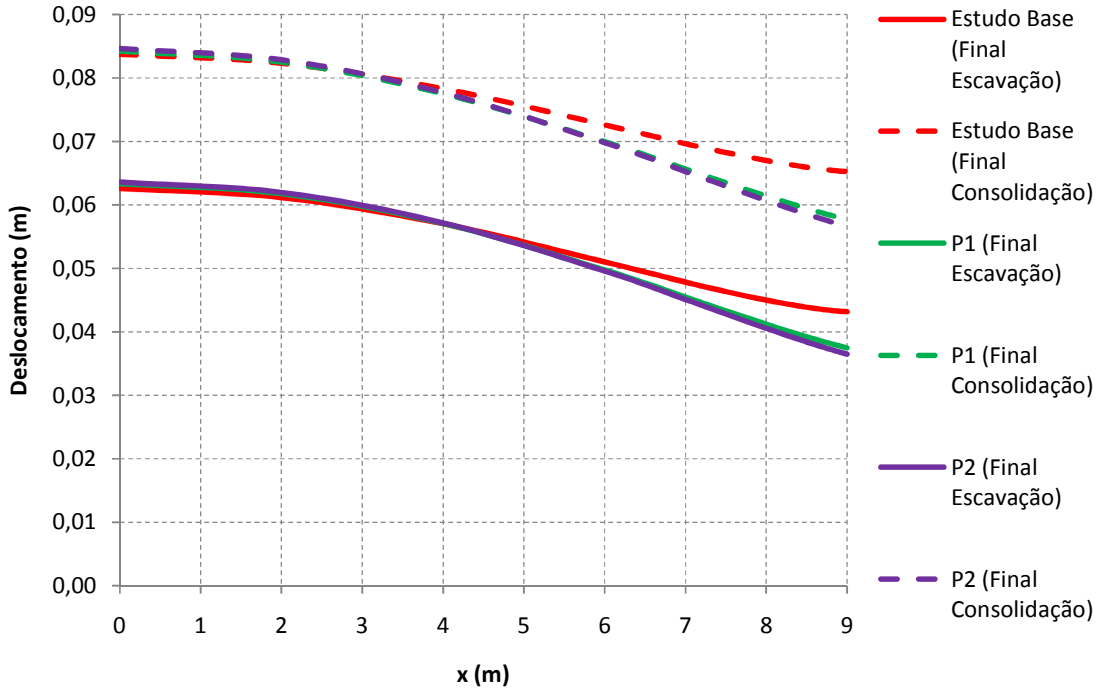


Fig. 5.24 - Influência do pré-esforço no levantamento do fundo da escavação

5.3.4. ESFORÇOS AXIAIS NAS ESCORAS

Na figura 5.25 estão representados os esforços axiais nas escoras para as diversas profundidades de escavação, para o estudo base e cálculos P1 e P2.

Pelos gráficos observa-se, tal como era esperado, que para os cálculos P1 e P2 as escoras têm um esforço axial inicial igual ao pré-esforço que lhes é aplicado. Tal como sucede no estudo base, verifica-se que, para as situações P1 e P2, as escoras 1 e 2 sofrem uma redução dos esforços aquando da colocação da escora do nível seguinte, sendo esta diminuição bastante mais acentuada do que a verificada na situação sem pré-esforço.

Complementarmente apresentam-se, na figura 5.26, os gráficos dos esforços no final da escavação e no final da consolidação, para os três casos em estudo. A aplicação do pré-esforço reduz substancialmente os esforços finais das escoras 1 e 2 mas, por outro lado, provoca um significativo aumento nos esforços da escora 3.

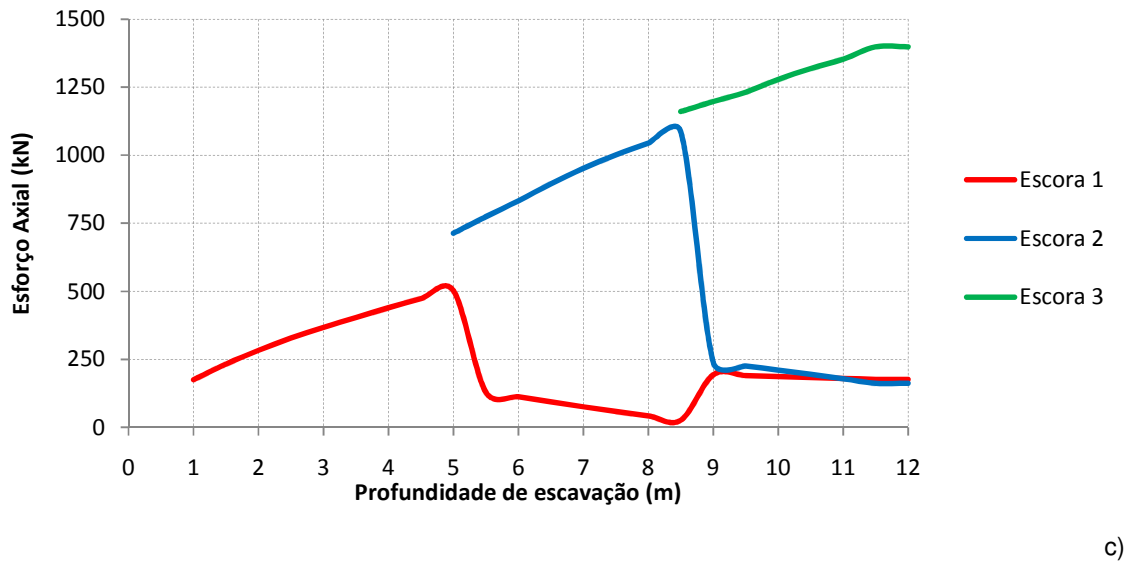
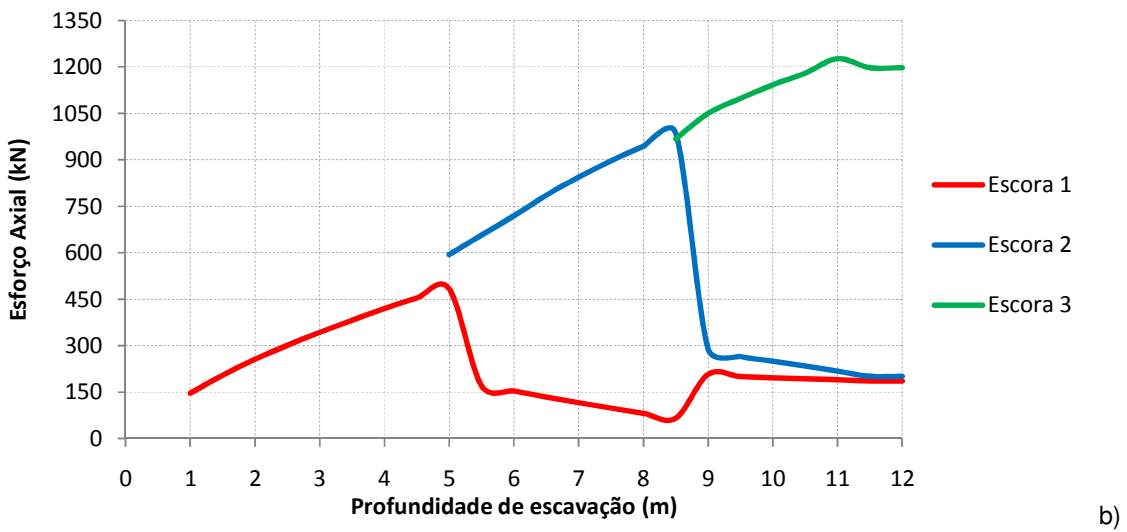
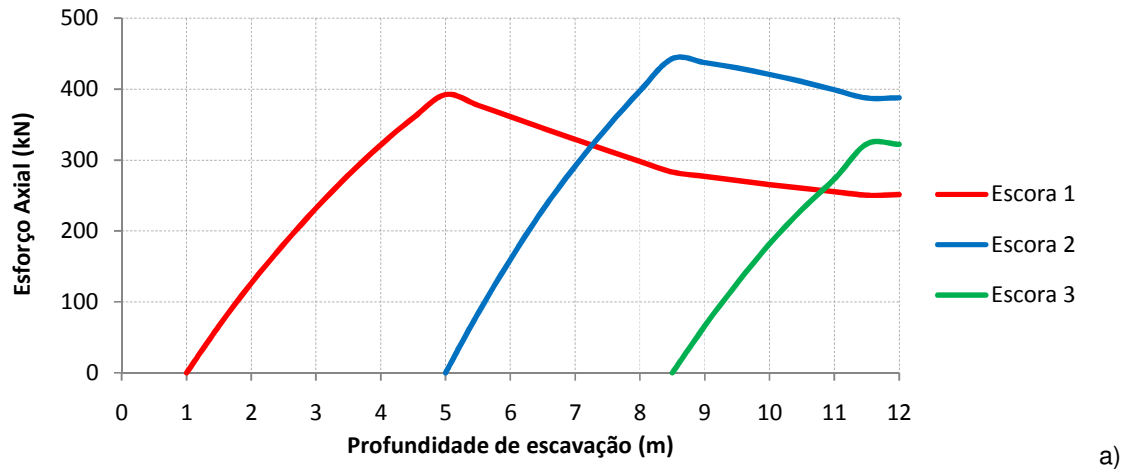


Fig. 5.25 - Influência do pré-esforço nos esforços axiais das escoras: a) estudo base; b) cálculo P1; c) cálculo P2

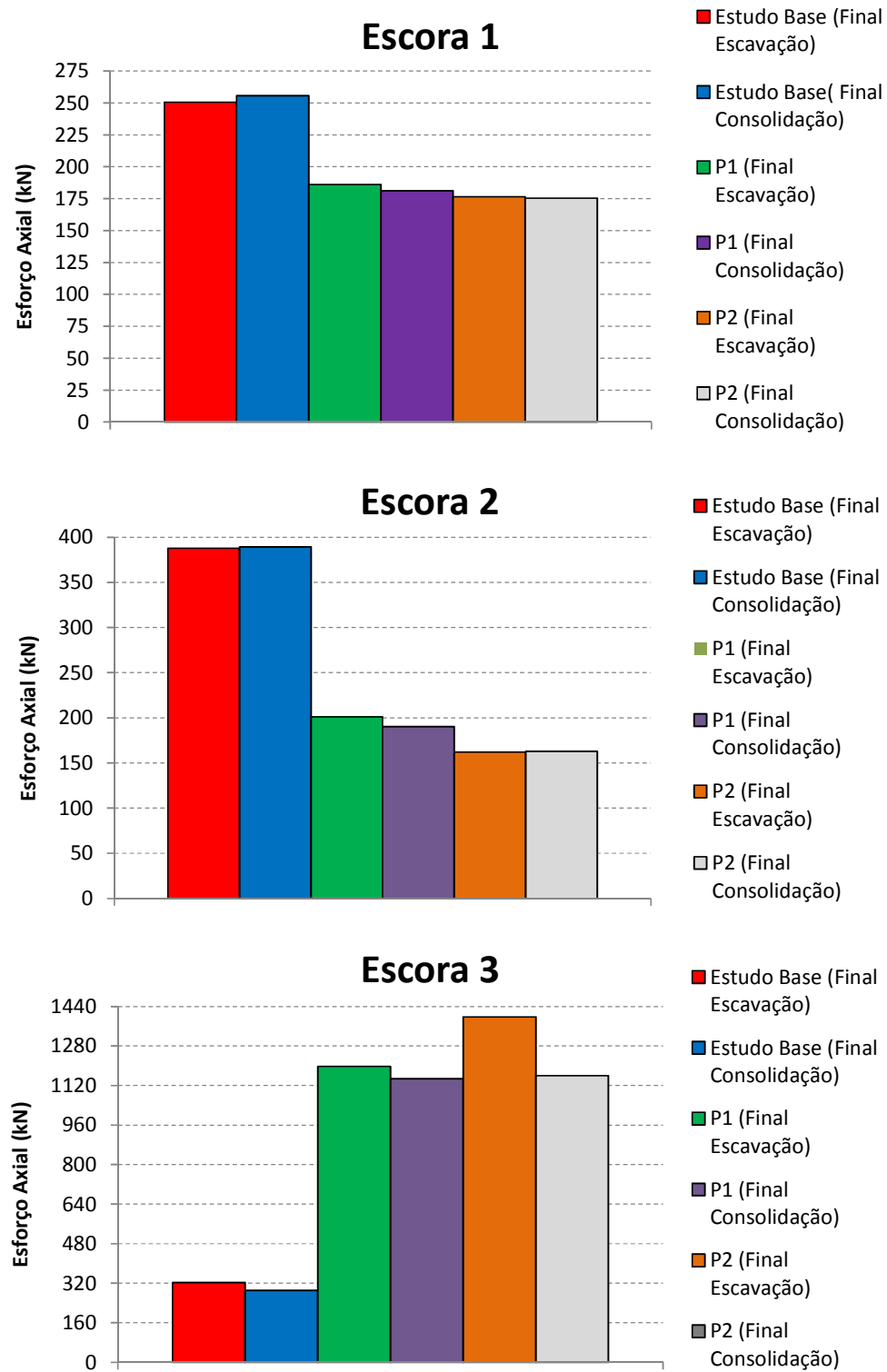


Fig. 5.26 - Esforços axiais nas escoras no final da consolidação e final da escavação

5.3.5. MOMENTOS FLECTORES NA CORTINA

A figura 5.27 mostra a evolução dos momentos flectores na cortina para os diferentes casos em análise. Expectavelmente a introdução do pré-esforço provoca uma deslocação do gráfico para a direita, sendo esta alteração mais visível ao nível da última escora onde, no estudo base, se verificava um momento positivo de 132,03 kN.m/m e, para o cálculo P2, o momento agora registado é negativo com um valor de -552,26 kN.m/m.

Na zona da laje de *jet grout* observa-se um decréscimo dos momentos flectores, na ordem dos 27,9% em termos de valores máximos dos momentos. Na zona abaixo da laje os momentos aumentam um pouco em relação ao estudo base.

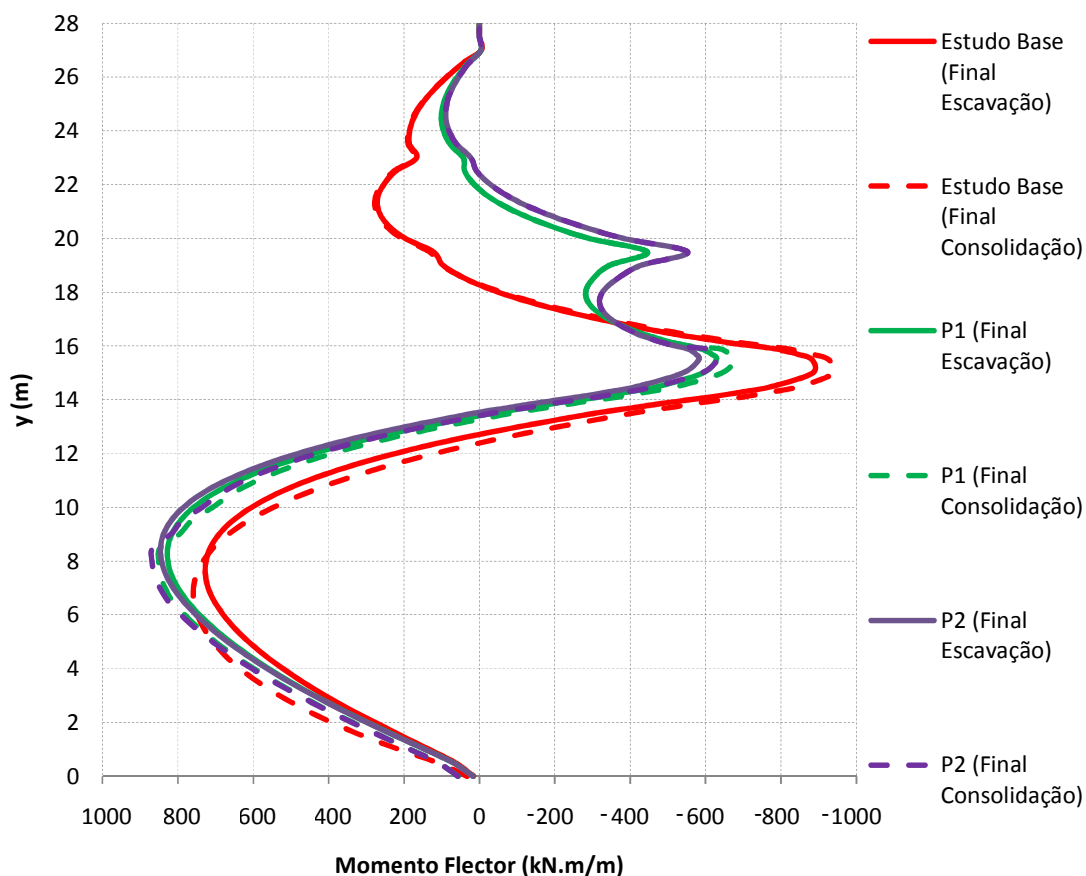


Fig. 5.27 - Influência do pré-esforço nos momentos flectores na cortina

5.3.6. ESFORÇOS NA LAJE DE JET GROUT

Nas figuras 5.28 e 5.29 apresenta-se a influência do pré-esforço nos esforços de compressão e momentos flectores na laje de *jet grout*, respectivamente.

Analisando a figura 5.28 constata-se que existe uma redução dos esforços de compressão na laje de fundo, obtendo-se um valor máximo de 807,33 kN e 763,98 kN para P1 e P2, respectivamente, o que equivale a uma redução de 22,8% e 26,9% em relação ao estudo base.

Relativamente à figura 5.29, verifica-se que os valores dos momentos flectores são praticamente semelhantes para os cálculos P1 e P2, verificando-se um aumento (25,6%) dos momentos positivos junto ao eixo de simetria e uma diminuição (29,4%) dos momentos negativos na zona junto à cortina, relativamente ao estudo base.

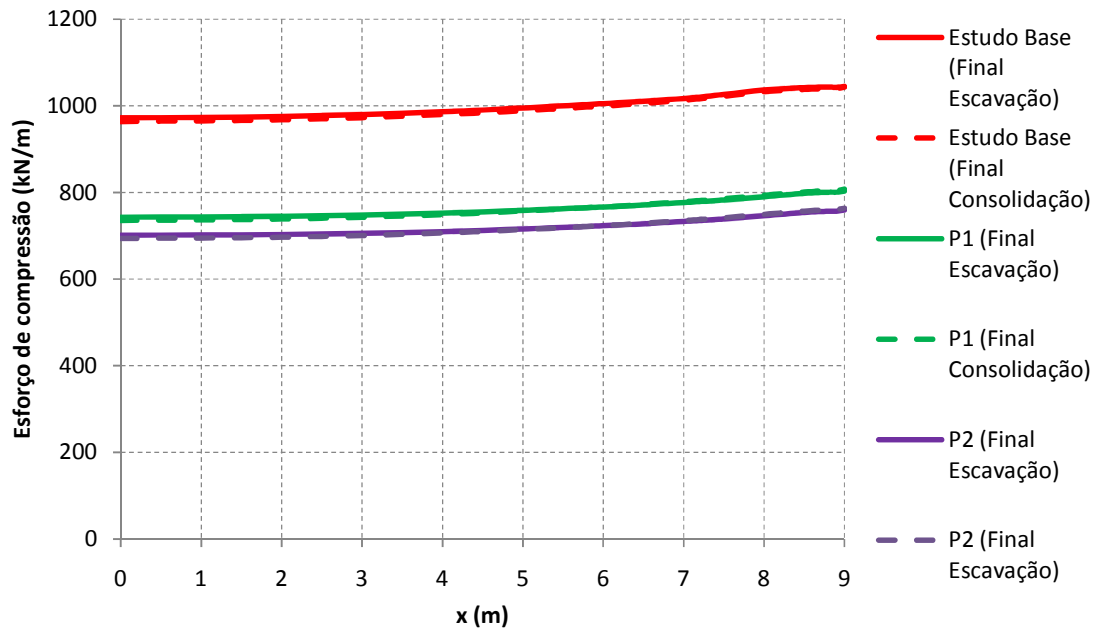


Fig. 5.28 - Influência do pré-esforço nos esforços de compressão na laje de jet grout

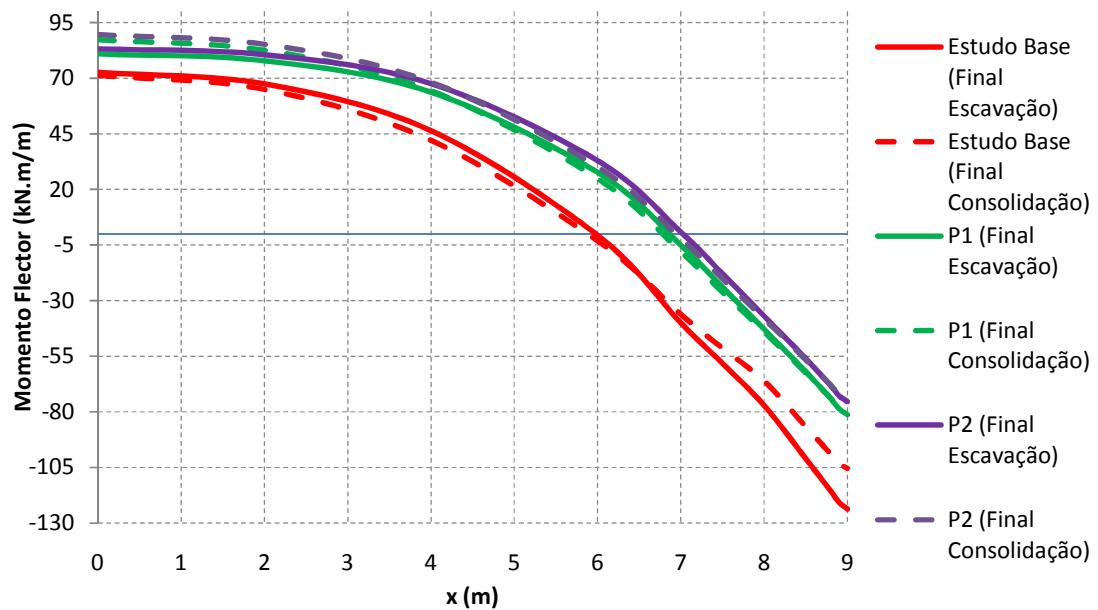


Fig. 5.29 - Influência do pré-esforço nos momentos flectores na laje de jet grout

5.3.7. PRESSÕES DE TERRA NAS FACES DA CORTINA

A figura 5.30 representa as pressões de terra exercidas sobre as faces da cortina, no estudo base e nas análises paramétricas em estudo.

Não se verificam grandes alterações em relação ao estudo base, notando-se apenas um ligeiro aumento das pressões de terra no lado do maciço suportado, na zona escorada, como seria de esperar, devido á aplicação das forças de pré-esforço na parede.

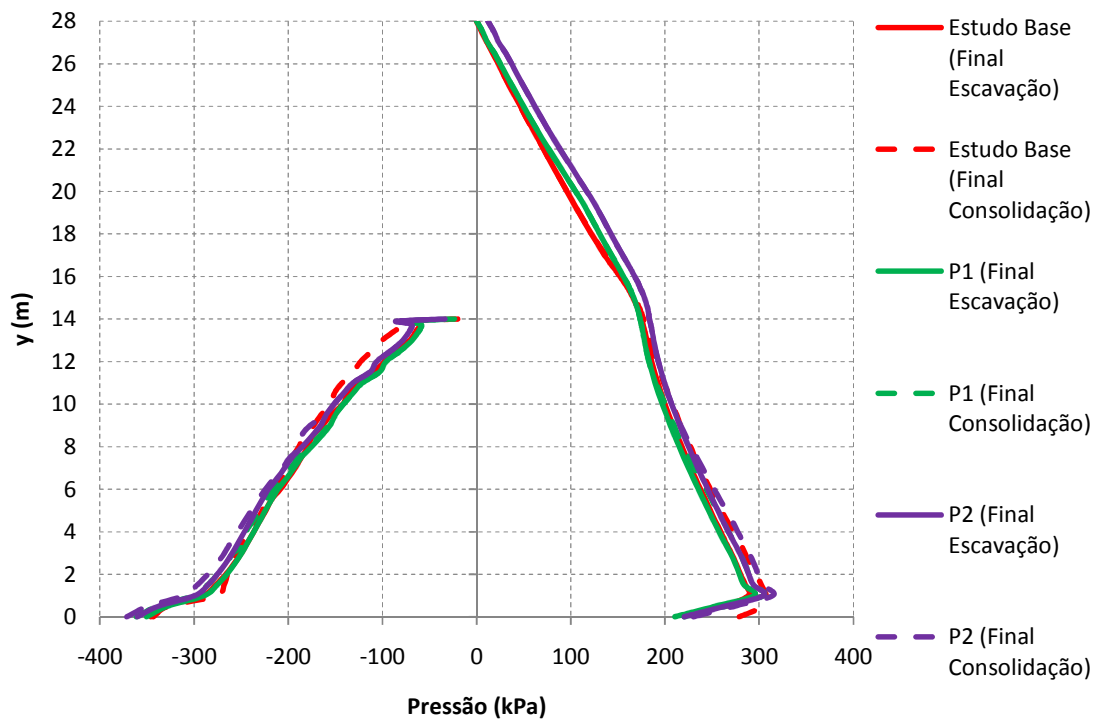


Fig. 5.30 - Influência do pré-esforço nas pressões de terra (tensões totais horizontais) sobre as faces da cortina

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao concluir este trabalho, cujo objectivo passou por contribuir para o aprofundamento da compreensão dos fenómenos associados à execução de escavações multi-escoradas em solos moles suportadas por paredes moldadas de betão armado e reforço do fundo com laje de *jet grout*, torna-se importante referir, sucintamente, algumas considerações finais, apontando ainda algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Na presente dissertação, com o auxílio de um programa de cálculo automático (Borges, 1995) baseado no método dos elementos finitos que incorpora modelos constitutivos adequados para a análise do comportamento deste tipo de obras geotécnicas, foram realizadas algumas modelações numéricas, recorrendo a uma escavação idealizada num maciço argiloso mole. Na modelação do comportamento constitutivo dos solos, utilizou-se um modelo elastoplástico baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- θ).

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 à evolução do estado de tensão no maciço envolvente, movimentos induzidos e esforços na estrutura de suporte, tanto durante o processo construtivo como após a conclusão da obra, dando-se especial importância a aspectos relativos à forma como evoluem as pressões de água, os excessos de pressão neutra, as tensões efectivas, as tensões de corte, os níveis de tensão e os deslocamentos no maciço, bem como os esforços axiais nas escoras, os deslocamentos, momentos flectores e pressões na parede e os esforços axiais e momentos flectores na laje de *jet grout*.

A análise do problema base (capítulo 4) permite retirar uma série de conclusões:

- a escavação gera valores dos excessos de pressão neutra praticamente negativos em todo o maciço, sendo os mesmos, em termos absolutos, mais elevados no maciço subjacente à escavação, dado que é nesta zona que ocorre a maior diminuição da tensão média total; o período pós-construção leva à dissipação dos gradientes de pressões estabelecidos aquando da escavação;
- o processo de escavação provoca um elevado incremento das tensões de corte, nomeadamente nas zonas junto à cortina e abaixo da base de escavação, as quais têm maior significado à medida que a escavação progride;
- os níveis de tensão, do lado suportado, aumentam com a escavação, principalmente acima da laje de *jet grout* nas primeiras fases, e abaixo nas últimas; no final da escavação nota-se que os valores do nível de tensão são menos elevados junto à laje de *jet grout*, devido ao efeito de apoio desta;

- as pressões de terras na face da cortina do lado escavado aumentam ao longo do período de consolidação, o que se deve ao aumento de volume do solo nessa zona, contrariado, em parte, na direcção horizontal, pela presença da cortina

As análises paramétricas, efectuadas no capítulo 5, permitiram avaliar a influência de alguns parâmetros na resposta do sistema estrutura-macício cujas conclusões principais se passam a enunciar:

- a laje de *jet grout* tem um papel fundamental na redução dos deslocamentos laterais da cortina assim como na redução dos deslocamentos da superfície do lado suportado, o que se reveste de particular interesse na prevenção de danos em estruturas vizinhas;
- a análise dos deslocamentos e esforços da parede, bem como dos esforços nos apoios (escoras metálicas e laje de fundo), comprova a eficácia do reforço com laje de *jet grout* na prevenção da rotura do fundo da escavação no problema em estudo
- a aplicação de pré-esforço nos níveis de escoramento demonstrou-se bastante influente na minimização dos deslocamentos a curto prazo, permitindo reduzir ainda mais os deslocamentos obtidos com a utilização da laje de *jet grout*, como reforço do fundo da escavação.

Fica então assim comprovada, em jeito de balanço final, a extrema utilidade da técnica de *jet grouting* no reforço do fundo de escavações em solos moles, que pode ainda ser acrescida com a introdução de pré-esforço no escoramento, obtendo-se assim resultados ainda mais vantajosos.

No que diz respeito ao desenvolvimento de estudos futuros no âmbito deste tema, entende-se que poderão ser dirigidos sobre as seguintes questões fundamentais:

- modelação de obras reais cujo comportamento seja monitorizado tanto durante como após a construção, o que permitirá uma mais profunda avaliação da fiabilidade dos modelos utilizados;
- realização de análises numéricas tridimensionais de forma a melhor aproximar a modelação às condições reais das obras;
- realização de maior variedade de estudos paramétricos, designadamente no que se refere à variação das características dos maciços.

BIBLIOGRAFIA

- Almeida, Henrique; Antunes, Pedro; Cabaço, Jorge; Cunha, Sérgio; Gil, Sara; Lopes, Paulo (N.D.). *Escavação e contenção periférica para a implantação do El Corte Inlgés em Vila Nova de Gaia*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Borges, J. L (1995). *Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- 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.
- 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, Pedro Miguel Alves (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.
- Gomes, Pedro Magalhães (2009). *Cortinas escoradas para suporte de escavações*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Lopes, Mafalda (2004). *Efeitos Diferidos no Tempo Associados à Escavação de Túneis Superficiais*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- 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. (2000). *Maravilhas da Engenharia em Portugal*. FEUP Edições.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais - Volume I*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- 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.

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

Bilfinger Berger Corp (<http://www.bilfingerberger.de/>). Consultado a 20 de Maio de 2010.

Construction Week (<http://www.constructionweekonline.com>). Consultado a 3 de Junho de 2010.

MATCON, Excavation & shoring Ltd. (<http://www.matconexcshoring.com/jet-grouting.html>). Consultado a 8 Junho de 2010.