U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ESCAVAÇÕES SUPORTADAS POR PAREDES MOLDADAS APOIADAS EM BANDAS DE LAJE

RICARDO FILIPE FERREIRA PINTO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

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 - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011*.

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

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

Aos meus Pais e irmão

De longe, o melhor prémio que a vida oferece é a oportunidade de trabalhar arduamente no trabalho que vale a pena fazer

Theodore Roosevelt

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos aqueles que de uma forma ou de outra contribuíram neste meu trajecto, que me ajudaram e deram o seu apoio para que pudesse concluir este meu caminho. Em especial queria agradecer:

- Ao Professor Doutor José Manuel Leitão Borges, orientador desta dissertação, pela disponibilidade que sempre demonstrou, conhecimento, empenho e capacidade de trabalho que depositou em mim e na orientação desta dissertação;
- Aos meus pais pelo esforço que realizaram para que fosse possível este contributo para a minha educação;
- Aos meus amigos que sempre estiveram presentes nos melhores e, sobretudo, nos piores momentos e pela ajuda que disponibilizaram, principalmente à Mafalda de Francesco, ao Tiago Rodrigues e ao Ricardo Peixoto.

Um muito obrigado a todos.

RESUMO

Esta dissertação tem como objectivo aprofundar conhecimento sobre o comportamento de escavações em maciços argilosos suportados por paredes moldadas apoiadas em bandas de laje.

Num primeiro momento são descritos os sistemas construtivos das paredes moldadas e das bandas de laje, apresentando a metodologia de execução e vantagens e desvantagens do seu uso. Complementarmente, são apresentados casos de obra, cujo ponto em comum é o uso de bandas de laje como apoio de paredes de contenção.

De seguida, é utilizado um programa de cálculo, denominado RECRIB, que permite efectuar análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de Biot). A modelação do comportamento do solo é feita através de um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q-θ).

Por meio deste programa é simulado numericamente um problema base de uma escavação em solo argiloso mole suportado por paredes moldadas apoiadas em bandas de laje. O estudo efectuado contempla a análise dos resultados obtidos no período de escavação e no período de consolidação do maciço.

Adicionalmente são efectuadas análises paramétricas relativas à variação das dimensões da planta de escavação, da profundidade do estrato rígido e da rigidez da parede de contenção, de forma a avaliar a influência destes parâmetros no comportamento do sistema estrutura de contenção-maciço argiloso, quer a curto como a longo prazo.

Por último, são apresentadas conclusões, focando os aspectos mais relevantes, e são adiantadas sugestões para o desenvolvimento de futuros estudos nesta temática.

PALAVRAS-CHAVE: escavação, paredes moldadas, bandas de laje, solos moles, consolidação, modelação numérica

ABSTRACT

This thesis aims to reinforce the understanding of the behaviour of excavations in soft clayey soils, supported by diaphragm walls and rigid frame of concrete slab bands.

Firstly, a description of the construction systems of diaphragm walls and concrete slab bands are described presenting their construction methodology and advantages and disadvantages. In addition, some work cases where concrete slab bands were used as supporting system are also illustrated.

Secondly, a software program, RECRIB, is used which allows the analysis of consolidation based on a coupled formulation (extended Biot theory). The mathematical modeling of the soil behavior is done by a nonlinear elastic-plastic model, the p-q-θ model, based on the Critical Soil States Mechanics.

Through this software program, a numerical simulation of an illustrative case of an excavation in soft clayey soil supported by a diaphragm wall with concrete slab bands is analyzed. This study includes the analysis of the results obtained during the period of excavation and the period of soil consolidation.

In addition, some parametric studies are performed concerning the variation of excavation dimensions, the depth of the hard stratum and the stiffness of the retaining wall, in order to understand the influence of these parameters on the system of the retaining structure and the soft soil, both at short and long-terms.

Finally, some conclusions are present, as well as some guidelines for future studies on this subject.

KEYWORDS: excavation, diaphragm wall, concrete slab bands, soft soils, consolidation, numerical modeling

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1

2. ESCAVAÇÕES SUPORTADAS POR PAREDES MOLDADAS APOIADAS EM BANDAS DE LAJE 3
2.1. INTRODUÇÃO 3
2.1.1. PAREDES MOLDADAS 3
2.1.1.1. Definição 3
2.1.1.2. Execução de paredes moldadas *in situ* 3
2.1.2. BANDAS DE LAJE 6
2.1.2.1. Definição 6
2.1.2.2. Execução das bandas de laje 7
2.2. CASOS DE OBRA: PAREDES DE CONTENÇÃO APOIADAS POR BANDAS DE LAJE 9
2.2.1. EDIFÍCIO DE 5 CAVES NA BAIXA DE COIMBRA 9
2.2.2. PARKING SAINT NICHOLAS, CANNES, FRANÇA 11
2.2.3 EDIFÍCIO BAÍA EM LUANDA, ANGOLA 13
2.2.4. EDIFÍCIO LOCALIZADO NO N.º 25 DA AV. DA REPUBLICA, LISBOA 16
2.2.5. PALÁCIO DE SOTTO MAYOR 18

3. ESTUDO BASE 21
3.1. INTRODUÇÃO 21
3.2. MODELO NUMÉRICO 21
3.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 21
3.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS 22
3.2.3. MODELO P-Q-Θ 22
3.3. DEFINIÇÃO DO ESTUDO BASE 24
3.3.1. DESCRIÇÃO DO ESTUDO BASE. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO 24
3.3.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL 26

3.3.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS 29
3.4. ANÁLISE DE RESULTADOS 30
3.4.1. INTRODUÇÃO 30
3.4.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO 31
3.4.2.1. Evolução do estado de tensão 31
3.4.2.2. Pressões de terra sobre as faces da cortina 42
3.4.2.3. Deslocamentos 43
3.4.2.4. Momentos flectores da cortina 47
3.4.2.5. Esforços nas bandas de laje 48
3.4.3. COMPORTAMENTO DE PÓS-ESCAVAÇÃO 48
3.4.3.1. Considerações Gerais 48
3.4.3.2. Evolução do estado de tensão 48
3.4.3.3. Pressões de terra sobre a parede 58
3.4.3.4. Deslocamentos 59
3.4.3.5. Momentos flectores na cortina 63
3.4.3.6. Esforços nas lajes definitivas 64

4. ANÁLISES PARAMÉTRICAS 65
4.1. INTRODUÇÃO 65
4.2. INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DE ESCAVAÇÃO 65
4.2.1. PREÂMBULO 65
4.2.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO 68
4.2.2.1. Excessos de pressão neutra 68
4.2.2.2. Níveis de tensão 70
4.2.2.3. Pressões de terras sobre as faces da cortina 71
4.2.2.4. Momentos flectores na cortina 72
4.2.2.5. Esforços nas bandas de laje 74
4.2.3. DESLOCAMENTOS 75
4.3. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DO ESTRATO RÍGIDO 77
4.3.1. PRÊAMBULO 77
4.3.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO 78
4.3.2.1. Excessos de pressão neutra 78
4.3.2.2. Tensões efectivas horizontais e verticais 78

4.3.2.3. Tensões de corte 78
4.3.2.4. Níveis de tensão 84
4.3.2.5. Pressões de terras sobre as faces da cortina 86
4.3.2.6. Momentos flectores na cortina 86
4.3.2.7. Esforços nas bandas de laje 87
4.3.3. DESLOCAMENTOS 88
4.4. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À FLEXÃO DA CORTINA 92
4.4.1. PREÂMBULO 92
4.4.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO 92
4.4.2.1. Excessos de pressão neutra 92
4.4.2.2. Níveis de tensão 93
4.4.2.3. Pressões de terras sobre a face da cortina 95
4.4.2.4. Momentos flectores 96
4.4.2.5. Esforços nas bandas de laje 97
4.4.3. DESLOCAMENTOS 97

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS 101

Índice de Figuras

CAPÍTULO 2 - ESCAVAÇÕES SUPORTADAS POR PAREDES MOLDADAS APOIADAS EM BANDAS DE LAJE

Fig. 2.1 – Fases de execução de uma parede moldada: a),b) escavação; c) colocação da armadura e tubos de junta; d) betonagem; e) início do passe painel: escavação.....5

Fig. 2.2 – Exemplo de maquinaria para cravação de microestacas.....7

Fig. 2.3 – Pormenor das armaduras de espera.....8

Fig. 2.4 – Aspecto geral da obra (Costa,2010) 9

Fig. 2.6 - Pormenores dos perfis metálicos verticais (Costa, 2010) 10

Fig. 2.5 - Esquema de estrutura de contenção (Costa, 2010) 10

Fig. 2.7 – Pormenor dos perfis IPE e das duas bandas de laje (Peixoto, 2011).....11

Fig. 2.8 – Corte esquemático dos componentes do sistema de contenção (Peixoto, 2011) 11

Fig. 2.9 – Planta de escavação (Peixoto, 2011).....12

Fig. 2.10 – Pormenor de fase de construção (Pinto, 2010a) 13

Fig. 2.11 - Escavação abaixo do nível da primeira banda de laje (Pinto, 2010a) 14

Fig. 2.12 – Pormenor da escavação e planta dos apoios das bandas de laje e da treliça metálica (Pinto, 2010a) 14

Fig. 2.13 – Betonagem dos elementos verticais no fundo da escavação (Pinto, 2010a).....15

Fig. 2.14 – a) Início das fases de construção do fundo de escavação; b) Pormenor das vigas metálicas (Pinto, 2010b) 16

Fig. 2.15- Planta ao nível dos arruamentos (Pinto, 2010b).....17

Fig. 2.16- Plantas dos níveis de apoio da parede de contenção (Pinto, 2010b).....17

Fig. 2.17- Vista da obra (Pinto, 2003) 18

Fig. 2.18- Esquema da estrutura de contenção (Pinto, 2003) 18

Fig. 2.19- Esquema das vigas pré-esforçadas (Pinto, 2003) 19

Fig. 2.20- Pormenores das vigas pré-esforçadas (Pinto, 2003) 19

Fig. 2.21 – Deslocamento horizontal calculado (Pinto, 2003) 20

CAPÍTULO 3 – ESTUDO BASE

Fig. 3.1 - Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico (Borges 1995): a) 12 incógnitas de deslocamentos e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas de deslocamentos.....22

Fig. 3.2 - Superfícies de cedência do modelo p-q-θ (Borges 1995): a) no espaço das tensões principais; b) no referencial p-q; c)trajectória de endurecimento; d) trajectória de amolicemento.....24

Fig. 3.3 - Características da escavação.....25

Fig. 3.4 - Malha de elementos finitos utilizada no estudo base.....25

Fig. 3.5 – Momentos flectores e deformada das bandas de laje retirados do *software* ROBOT.....28

Fig. 3.6 – Momentos flectores máximos e mínimos (kN.m) obtidos pelo *software* ROBOT 28

Fig. 3.7 - Características da escavação e dos maciços argilosos.....29

Fig. 3.8 - 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).....30

Fig. 3.9 - 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 10,0m de escavação.....32

Fig. 3.10 Pressões 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 10,0m de escavação.....33

Fig. 3.11 - Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10,0m de escavação.....34

Fig. 3.12 - Tensão efectiva horizontal no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10,0m de escavação.....35

Fig. 3.13 - Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação.....36

Fig. 3.14 - 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.....37

Fig. 3.15 - Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τxy) 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.....38

Fig. 3.16 - 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 10,0m de escavação.....40

Fig. 3.17 - Tensões principais efectivas no decurso da escavação: a) 2m de escavação; b) 6m de escavação; c) 10m de escavação.....41

Fig. 3.18 - Pressões de terras sobre as faces da cortina nas diferentes fases de escavação.....42

Fig. 3.19 - Configuração das deformadas no decurso da escavação: a) 2m de escavação; b) 6m de escavação; c) 10,0m de escavação.....43

Fig. 3.20 - Deslocamentos laterais da cortina nas diferentes fases de escavação 44

Fig. 3.21 - Deslocamentos horizontais da superfície do terreno do lado suportado nas diferentes fases de escavação.....45

Fig. 3.22 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno do lado suportado nas diferentes fases de escavação.....45

Fig. 3.23 - Deslocamento vertical do fundo de escavação nas diferentes fases de escavação.....46

Fig. 3.24 - Diagrama de momentos flectores nas diferentes fases de escavação.....47

Fig. 3.25 – Carga distribuída nas bandas de laje ao longo das fases de escavação.....48

Fig. 3.26 - Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação.49

Fig. 3.27 - Pressões neutras no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação.....50

Fig. 3.28 - Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação.....52

Fig. 3.29 - Tensão efectiva horizontal no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação..53

Fig. 3.30 - Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação.....54

Fig. 3.31 - Tensão efectiva vertical no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação.....55

Fig. 3.32 - Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τxy) no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação.....56

Fig. 3.33 - Nível de tensão no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 15 dias após escavação; c) 6 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação.....57

Fig. 3.34 - Tensões principais efectivas no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) final de consolidação.....58

Fig. 3.35 - Pressões de terras sobre as faces da cortina.....59

Fig. 3.36 - Configuração das deformadas durante a consolidação: a) final de escavação; b) final de consolidação.....59

Fig. 3.37 - Deslocamentos laterais da cortina.....60

Fig. 3.38 - Deslocamentos horizontais da superfície do terreno.....61

Fig. 3.39 - Deslocamentos verticais da superfície do terreno.....61

Fig. 3.40 - Deslocamentos verticais do fundo de escavação.....62

Fig. 3.41 - Diagramas de momentos flectores na cortina.....63

Fig. 3.42 – Esforço axial por metro das lajes definitivas ao longo da consolidação.....64

CAPÍTULO 4 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Fig. 4.1 – Momentos flectores e deformada das bandas de laje calculados pelo *software* ROBOT: a) C2 - 20x25 m^2; C3 – 20x27,5m^2.....66

Fig. 4.2 - Momentos flectores máximos e mínimos (kN.m) obtidos pelo software ROBOT: a) C2: - 20x25 m^2; b) C3 – 20x27,5m^2.....67

Fig. 4.3 – Relação entre o parâmetro c e a razão entre os comprimentos dos lados de escavação...67

Fig. 4.4 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) C1 – 20x20 m^2; b) C2 – 20x25 m^2; c) C3 – 20x27,5 m^2.....69

Fig. 4.5 - Níveis de tensão no final da escavação: a) C1 – 20x20 m^2; b) C2 – 20x25 m^2; c) C3 – 20x27,5 m^2.....70

Fig. 4.6 - Níveis de tensão no final da consolidação: a) C1 – 20x20 m^2; b) C2 – 20x25 m^2; c) C3 – 20x27,5 m^2.....71

Fig. 4.7 – Pressões de terra (tensões horizontais totais) nas faces da parede.....72

Fig. 4.8 – Momentos flectores na cortina.....73

Fig. 4.9 – Carga distribuída nas bandas de laje ao longo das fases de escavação.....74

Fig. 4.10 – Deslocamentos laterais da cortina.....75

Fig. 4.11 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno do lado suportado.....76

Fig. 4.12 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno do lado suportado.....76

Fig. 4.13 – Deslocamentos verticais do fundo de escavação.....77

Fig. 4.14 - Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m.....79

Fig. 4.15 - Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da consolidação a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m.....80

Fig. 4.16 - Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da escavação a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m.....81

Fig. 4.17 - Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m.....81

Fig. 4.18 - Incrementos de tensão efectiva vertical na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m.....82

Fig. 4.19 - Incrementos de tensão efectiva vertical na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m.....82

Fig. 4.20 - Tensões de corte (τxy) na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m.....83

Fig. 4.21 - Tensões de corte (τxy) na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m.....83

Fig. 4.22 - Níveis de tensão na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m.....84

Fig. 4.23 - Níveis de tensão na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m.....85

Fig. 4.24 - Pressões de terras sobre as faces da cortina nas diferentes fases de escavação.....86

Fig. 4.25 - Diagrama de momentos flectores nas diferentes fases de escavação 87

Fig. 4.26 – Carga distribuída nas bandas de laje ao longo das fases de escavação.....88

Fig. 4.27 – Deslocamentos laterais da parede.....89

Fig. 4.28 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno do lado suportado.....90

Fig. 4.29 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno do lado suportado.....90

Fig. 4.30 – Deslocamentos verticais do fundo de escavação 91

Fig. 4.31 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) E1 (Estudo base) = 1m; b) E2 = 0.8m; c) E3 = 0.6m.....93

Fig. 4.32 – Níveis de tensão no final da escavação: a) E1 (Estudo base) = 1m; b) E2 = 0.8m; c) E3 = 0.6m.....94

Fig. 4.33 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) E1 (Estudo base) = 1m; b) E2 = 0.8m; c) E3 = 0.6m. 94

Fig. 4.34 – Pressões de terra (tensões horizontais totais) nas faces da parede.....95

Fig. 4.35 – Momentos flectores na cortina.....96

Fig. 4.36 – Carga distribuída nas bandas de laje ao longo das fases de escavação.....97

Fig. 4.37 – Deslocamentos laterais da parede..... 98

Fig. 4.38 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno do lado suportado.....99

Fig. 4.39 - Deslocamentos verticais da superfície do terreno do lado suportado.....99

Fig. 4.40 – Deslocamentos verticais do fundo de escavação.....100

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 - ESCAVAÇÕES SUPORTADAS POR PAREDES MOLDADAS APOIADAS EM BANDAS DE LAJE

Quadro 2.1- Vantagens e desvantagens das paredes moldadas (Brito, 2001) 5

CAPÍTULO 3 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Quadro 3.1 - Parâmetros caracterizadores do modelo p-q-θ 26

Quadro 3.2 - Características do maciço argiloso mole 26

Quadro 3.3 - Características do maciço argiloso duro 26

Quadro 3.4 - Características da parede de betão 26

CAPÍTULO 4 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Quadro 4.1 – Síntese do estudo para diferentes geometrias de escavação 65

Quadro 4.2 - Síntese do estudo efectuado para diferentes profundidades do estrato rígido 78

Quadro 4.3 – Síntese do estudo efectuado para diferentes espessuras e rigidez 92

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

cu – resistência não drenada do solo [kPa]

e – espessura da parede [m]

h – altura da parede [m]

E – módulo de elasticidade

n.f. – nível freático

p – tensão média efectiva

q – tensão de desvio

u - pressão neutra

z – profundidade

θ – invariante das tensões

M – a inclinação da linha de estados críticos no referencial p-q.

ø' – ângulo de atrito

γ – peso volúmico

Γ – volume especifico do solo em estado crítico

K0 – coeficiente de impulso em repouso

Kx – coeficiente de permeabilidade segundo xx

Ky – coeficiente de permeabilidade segundo yy

OCR – grau de sobreconsolidação´

λ – declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial (lnp, v)

v – coeficiente de Poisson

τxy – tensões de corte nos planos horizontais e verticais

SL – nível de tensão

x, y, z – coordenadas cartesianas

L – vão de flexão da banda de laje

I – momento de inércia

1
INTRODUÇÃO

Devido à concentração populacional nos centros urbanos, muito comum nos países desenvolvidos ou em desenvolvimento, como é o caso de Portugal, tornou-se de extrema importância um uso do solo controlado, quer na nova construção, quer na reabilitação dos centros urbanos, utilizando medidas de ordenamento do território de modo a criar sustentabilidade no meio urbano. A carência de espaço e necessidade de manter reduzida a área de implementação foi solucionada pela construção vertical e o uso de obras subterrâneas, nomeadamente parques e garagens para estacionamento automóvel, que implicam a construção de vários pisos em profundidade.

A implementação de estruturas flexíveis de suporte tem como função garantir a estabilidade da escavação e do maciço suportado, tendo como objectivo a segurança e estabilidade dos edifícios periféricos, sendo esta problemática, consequência das deformações dos terrenos suportados. Como em qualquer obra de engenharia, para além da segurança, os custos e o tempo decorrido são também factores de estudo na escolha e dimensionamento da estrutura de contenção a utilizar.

Os solos argilosos são caracterizados, além de outros aspectos, pela baixa permeabilidade, o que implica que, quando o solo solicitados, o teor de água não se altera instantaneamente, ao contrário do verificado nos solos granulares, provocando excessos de pressão neutra no maciço argiloso. Por esta razão, as modificações no estado de tensão e deformação do solo são dependentes do tempo, devido ao processo moroso de dissipação de excessos de pressão neutra. Esta característica do solo, associada à baixa resistência e grande deformabilidade, torna, comparativamente a outros solos, mais limitativo o dimensionamento das estruturas de contenção e como tal, leva à necessidade de um estudo mais aprofundado e rigoroso das acções solo-estrutura, da resposta e deformabilidade desta e das consequências que a deformação do terreno causa nas estruturas vizinhas. Devido a este comportamento particular e atendendo a que é relativamente frequente a realização de obras de escavação em solos argilosos moles, justifica-se o interesse no estudo deste tipo de obras e se torna essencial aprofundar o conhecimento sobre o comportamento de sistemas construtivos de apoio como as bandas de laje, em alternativa a soluções de apoio mais tradicionais, nomeadamente as escoras metálicas ou as ancoragens pré-esforçadas.

Esta dissertação tem como objectivo contribuir para uma melhor compreensão do comportamento de escavações em maciços argilosos moles suportados por paredes moldadas apoiadas em bandas de laje.

No Capítulo 2 são abordados, em separado, os dois sistemas construtivos em estudo nesta dissertação, designadamente as paredes moldadas e as bandas de laje; é introduzida, de forma simplificada, a tecnologia de paredes moldadas, abordando as vantagens e desvantagens, bem como o processo construtivo deste sistema. É realizada uma introdução semelhante relativamente ao sistema constituído

pelas bandas de laje. Este capítulo é finalizado com a apresentação de casos de obra, em que o denominador comum são as bandas de laje.

No Capítulo 3 é analisado um problema-base, composto por uma escavação num maciço argiloso, suportado por paredes moldadas apoiadas por bandas de laje. A análise é efectuada usando um programa de cálculo automático, baseado no método de elementos finitos, desenvolvido por Borges (1995), na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e é dividida em duas partes, uma relativa ao período de construção, onde se geram os excessos de pressão neutra, e outra relativa ao período de consolidação onde estes excessos se dissipam.

No Capítulo 4, considerando como ponto de comparação o estudo realizado no capítulo 3, realizou-se um estudo paramétrico de forma a avaliar a influência de determinados parâmetros – designadamente as dimensões de escavação em planta, a profundidade de estrato rígido em que a parede se encontra fundada e a espessura da parede de contenção – no comportamento da obra no que se refere à variação do estado de tensão, ao comportamento da estrutura e aos deslocamentos do sistema maciço-cortina, para as mesmas fases avaliadas no capítulo anterior.

No Capítulo 5 são tecidas conclusões gerais, na sequência das análises realizadas e indicados alguns caminhos para posteriores estudos sobre este tema.

2

ESCAVAÇÕES SUPORTADAS POR PAREDES MOLDADAS APOIADAS EM BANDAS DE LAJE

2.1 INTRODUÇÃO

A utilização de estruturas de contenção de terras implica a necessidade de estudo focado em cada caso, para que a solução final tenha a capacidade de cumprir os objectivos essenciais para a finalidade a que está prevista, atendendo às características do solo, dos materiais e às necessidades do projecto.

O tipo de solução, que tem como base o uso de paredes moldadas, é amplamente utilizado e foi já alvo de inúmeros estudos. Neste capítulo pretende-se apenas proceder a uma descrição sucinta deste tipo de tecnologia, apontando passos construtivos, algumas vantagens e desvantagens essenciais ao seu uso.

A tecnologia, de utilização menos frequente na prática e objecto de análise nesta dissertação é o uso de bandas de laje como sistema de apoio à parede de contenção, desta forma dar-se-á uma maior importância a este tipo de estruturas ao longo do estudo efectuado.

2.1.1 PAREDES MOLDADAS

2.1.1.1 Definição

As paredes moldadas são elementos estruturais de betão armado, executados “in situ” por fases de desenvolvimento longitudinal da escavação. São construídas por meio de escavação mecânica de valas profundas e alargadas sem necessidade entivações. A espessura de parede apresenta dimensões entre 40 e 120 cm e profundidade superiores a 45 m.

Já era reconhecido, desde 1900, o efeito estabilizador de lamas em perfurações executadas no solo. 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).

2.1.1.2 Execução de paredes moldadas *in situ*

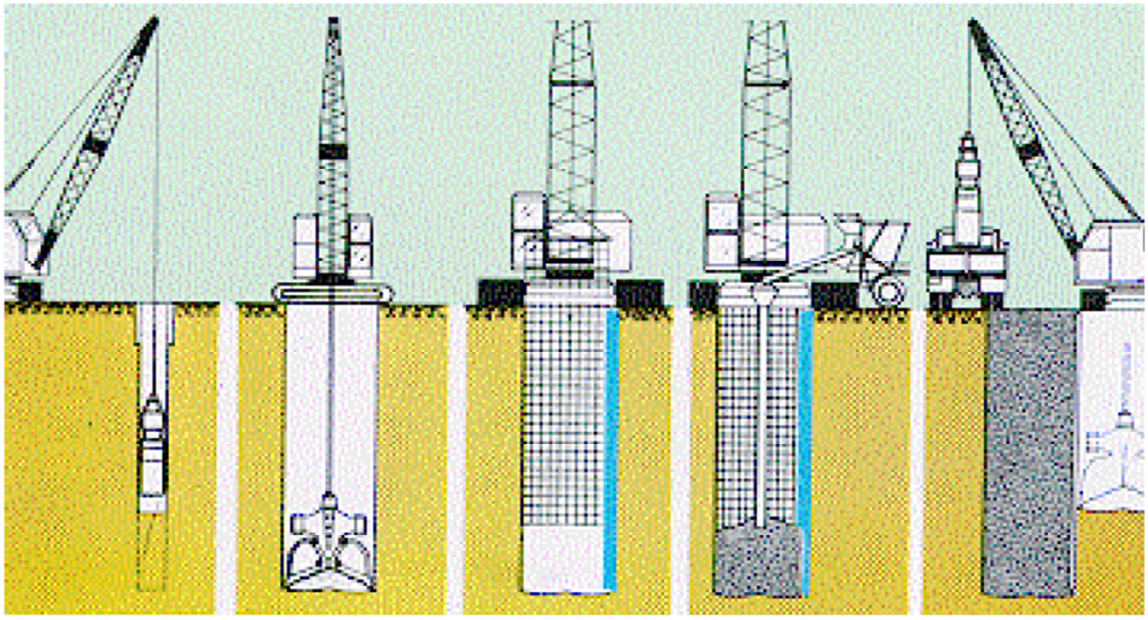
As paredes moldadas *in situ* são especialmente indicadas para terrenos de fraca coesão e com o nível freático elevado. Caracterizam-se pelo facto de se moldarem ao terreno cujo modo de execução não causa vibrações nem grandes descompressões do terreno, daí a viabilidade de se realizar este tipo de paredes na proximidade de estruturas vizinhas sem provocar danos nas mesmas.

As paredes moldadas exercem, para além da função de suporte, uma barreira à penetração de água devido à sua constituição que garante elevados níveis de impermeabilização quando cumprem as características que a seguir se enunciam (Brito, 2001):

- Painéis contínuos em profundidade com uma espessura considerável (superior a 40 cm);
- O formato das juntas entre painéis dificulta a passagem de água para o interior da construção;
- Impermeabilização e drenagem aplicadas pelo interior da estrutura (o processo construtivo impede o contrário);
- Os sistemas de impermeabilização recomendados são cimentos especiais, devido às elevadas pressões hidrostáticas.

As fases de execução de uma estrutura de contenção realizada por paredes moldadas *in situ*, são (Figura 2.1) (Pinto, 2008):

- Execução de 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;
- Escavação no intradorso da parede.



a) b) c) d) e)

Figura 2.1 – Fases de execução de uma parede moldada: a),b) escavação; c) colocação da armadura e tubos de junta; d) betonagem; e) início do passe painel: escavação

A escolha deste tipo de solução apresenta determinadas vantagens e desvantagens, essenciais a ter em conta na ponderação da tecnologia a escolher por comparação com outro tipo de soluções. No Quadro 2.1 indicam-se algumas dessas vantagens e desvantagens (Brito, 2001).

Quadro 2.1- Vantagens e desvantagens das paredes moldadas (Brito, 2001)

Paredes moldadas in situ	
Vantagens	Permitem várias frentes de trabalho e grande maleabilidade na programação da obra (paíneis); 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 da água para o interior da estrutura

Desvantagens	Solução cara, principalmente devido a 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 pode ser abandonado com a presença de 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**.**

2.1.2 BANDAS DE LAJE

2.1.2.1 Definição

As bandas de laje são um sistema construtivo de apoio de paredes de contenção, com o objectivo de suster a deformação destas estruturas verticais e as pressões de terras aplicadas. São definidas como vigas horizontais que formam um quadro rígido de sustentação e que apresentam um espaço central livre para prosseguimento da escavação. Estas estruturas são completadas no final da escavação, partindo do fundo para o topo, formando as lajes de piso com algumas semelhanças à construção conhecida por *Top-Down*.

Esta solução, devido à sua implementação definitiva, só poderá ser aplicada em paredes de contenção que se definam também como definitivas, já que, a construção das bandas de laje formam ligação com a parede de sustentação de forma igual à aplicada na construção das lajes de pisos de cave e por isso torna-se peremptório o carácter definitivo das estruturas, não estando limitado ao uso conjunto com paredes moldadas. As fases de construção referentes à ligação de armaduras à parede de suporte são em tudo semelhantes às fases construtivas das lajes definitivas, como será exemplificado posteriormente.

A aplicação de um apoio definitivo, que permita a continuação da escavação é vista como uma vantagem relativamente a outros sistemas construtivos. Em relação à duração, implica uma poupança de tempo, pois não necessita da instalação e desmantelação final de sistemas provisórios, para além de que neste tipo de solução é comum a posterior construção de lajes subterrâneas de piso, executadas como prolongamento das bandas de laje. Esta solução é também proveitosa aquando da dificuldade de implementar as formas de apoio habitualmente usadas neste tipo de escavação, quer pelas condições do solo ou por estruturas vizinhas abaixo do solo, que não permitem a colocação de ancoragens, quer pelas dimensões da área de implementação, que não possibilitam o uso de escoras como sistema de apoio. Contudo, o uso de bandas de laje terá também limitações ao nível das dimensões possíveis para escavação, questão que se pretende estudar em capítulos posteriores, apesar de, neste capítulo serem apresentados casos de obra que darão uma ideia das capacidades deste tipo de estruturas.

2.1.2.2 Execução das bandas de laje

Como mencionado anteriormente, as fases de construção das bandas de laje contemplam algumas similaridades com as fases de construção previstas para a implementação de lajes de piso em estruturas de contenção.

Num primeiro momento, antes do início da escavação do terreno, é efectuada a cravação, no terreno, de perfis metálicos ou microestacas (Figura 2.2), com o propósito de assegurar a sustentação vertical das bandas de laje.

Figura 2.2 – Exemplo de maquinaria para cravação de microestacas

É iniciada a escavação e à cota de posicionamento da banda de laje, são realizados rasgos na parede de contenção, no caso de ser parede moldada ou no caso de paredes do tipo Berlim, é deixado espaço na parede, de forma a poder aplicar de forma eficiente as armaduras de ligação entre a laje e a parede de contenção. Os rasgos poderão ser aplicados através de uma grua com braço equipado com um martelo pneumático ou outro tipo de solução com finalidade semelhante.

Figura 2.3 – Pormenor das armaduras de espera (Pinto, 2008)

Ao demolir-se parte da parede nestas zonas, deve-se ter o cuidado de não ultrapassar 1/3 da espessura destas, pois, caso se ultrapasse, pode-se pôr em risco a estabilidade e estanqueidade da parede (Mascarenhas, 2001).

Conforme o descrito pelo mesmo autor, em vez de se demolir parte do betão para a ligação das lajes nas paredes, pode-se optar por perfurar as paredes e colar os varões de amarração com resina. Após a execução de furos na parede por intermédio de um berbequim, a introdução de resina no interior da parede pode ser feita por fixação com recurso a ampola de resina, ou por fixação com recurso a pistola de resina. No primeiro caso é efectuada a limpeza do furo, e de seguida, introduz-se uma ampola contendo resina e secante no interior do furo, sendo esta esmagada de seguida com um martelo. No segundo caso, a pistola de resina contém uma ponteira com espiral no seu interior, que ao rodar sob pressão mistura os dois compostos (Mascarenhas, 2001).

No entanto, este processo só é executado quando é montada a cofragem da laje, enquanto o processo anterior ocorre à medida que se escava.

As armaduras de ligação à parede são colocadas do mesmo modo como se executam as lajes definitivas e procede-se à armação de ligação entre a laje e as microestacas ou perfis metálicos. As armaduras são prolongadas fora da betonagem no sentido do centro da escavação para que posteriormente seja possível amarrar os varões de aço, completando a laje de piso. É colocada a cofragem sobre o terreno, funcionando este como apoio para posterior betonagem da banda de laje.

No final da escavação e completados todos os níveis de bandas de laje, são colocadas as armaduras complementares da laje, procedendo-se à armação dos pilares, caixas de escada e/ou rampas de acesso (usuais no caso de parques de estacionamento); estas estruturas verticais são normalmente posicionadas no espaço da laje em aberto, para que seja efectuada de forma mais simplificada a sua implementação.

Como consequência deste último ponto é de extrema importância uma boa articulação entre as várias especialidades para que esteja definida a localização das estruturas verticais do edifício e de forma a que a largura das bandas de laje não interfiram com a colocação dos pilares e demais estruturas verticais em projecto, para além de que tenham a largura mínima para suster as cargas do terreno e deformação da parede de contenção.

2.2 CASOS DE OBRA: PAREDES DE CONTENÇÃO APOIADAS POR BANDAS DE LAJE

2.2.1 EDIFÍCIO DE 5 CAVES NA BAIXA DE COIMBRA

A obra apresentada neste ponto surge no âmbito da construção de um edifício na baixa de Coimbra, com 5 pisos enterrados (Figura 2.4) (Costa, 2010). O cenário hidro-geológico do local, que se insere na baixa aluvionar da região de Coimbra, é caracterizado pela existência de depósitos aluvionares sobrejacentes a cascalheira e por um nível freático situado acima da cota do fundo da escavação.

Figura 2.4 – Aspecto geral da obra (Costa, 2010)

O edifício é constituído por 5 pisos enterrados, como mencionado anteriormente, cuja área ocupa toda a área de implementação. A escavação tem uma forma aproximadamente rectangular de 22,0x55,0 m^2 e uma profundidade máxima de 14,9 m.

O limite da escavação encontra-se confinado lateralmente por dois edifícios, um que apresenta pisos de cave que atingem cerca de 6,0 m de profundidade, o outro edifício sem pisos abaixo do solo, mas fundado em estacas. No tardoz, existe o edifício do hotel Almedina, com R/C e cinco pisos elevados, fundado indirectamente por meio de estacas.

A solução proposta para esta obra foi condicionada, basicamente, pelo cenário hidrogeológico do local, conjugado com a ocupação da envolvente adjacente à obra.

A parede moldada foi construída depois de uma pré-escavação de 3,0 m, definindo assim uma escavação de cerca de 12,0 m. A parede de contenção tem um encastramento de 4,20 m de profundidade, perfazendo uma altura total de 16,20 m.

Os elementos de travamento da parede moldada são constituídos por 4 níveis de bandas de laje maciça, em betão armado, em todo o perímetro da obra, escoradas a meio vão. Estas bandas de laje, com uma espessura de 0,30m e uma largura de 3,35m, funcionam como vigas horizontais em cada nível, como se pode observar na Figura 2.5. Devido ao elevado valor de uma das dimensões de escavação foi necessária a colocação de um apoio a meio dessa dimensão, funcionando este apoio como escora e reduzindo o vão da viga da horizontal.

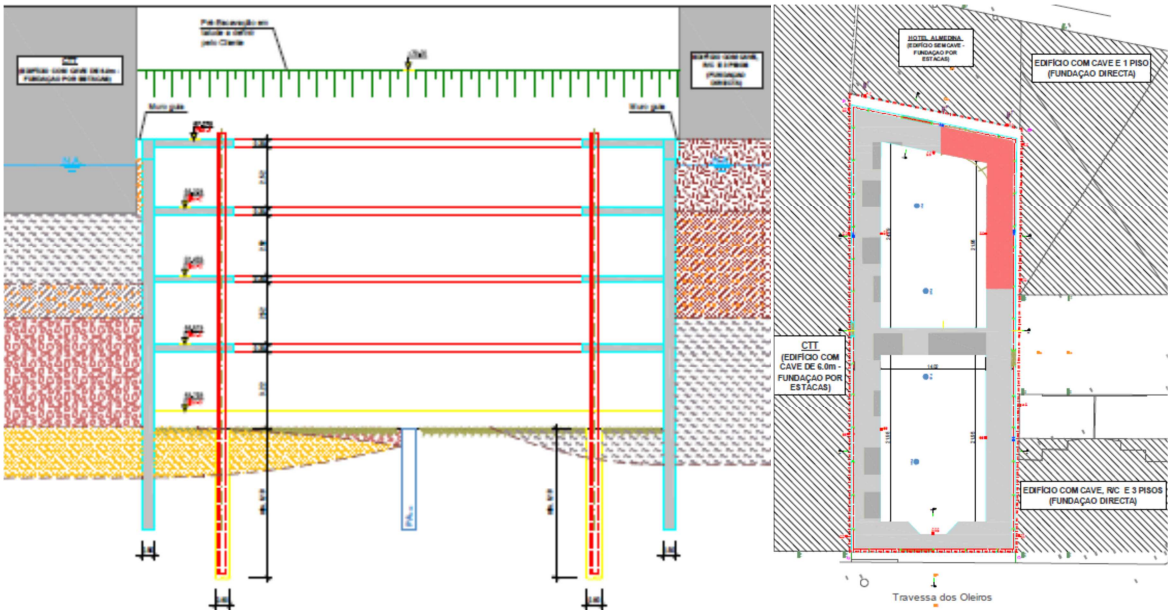


Figura 2.5- Esquema de estrutura de contenção (Costa, 2010)

As cargas verticais associadas a estas bandas de laje descarregam na parede moldada e em perfis verticais HEB 300 (Figura 2.6). Estes perfis são colocados em furos de diâmetro 1000 mm, executados com equipamento de estacas e recorrendo a fluidos de estabilização (bentonites + polímeros), betonado na altura enterrada do perfil, relativamente à cota estimada para o fundo da escavação. A ligação do perfil à laje é realizada por meio de varões soldados aos banzos dos perfis e por um varão que atravessa a alma do perfil.

Figura 2.6- Pormenores dos perfis metálicos verticais (Costa, 2010)

2.2.2 PARKING SAINT NICHOLAS, CANNES, FRANÇA

Este exemplo (Figura 2.7) é também relativo à construção de um parque de estacionamento com 4 pisos subterrâneos em Cannes, França (Peixoto, 2011). Circundantes à implementação da obra encontram-se arruamentos e edifícios, que limitam a escolha do tipo de estrutura de contenção.

Figura 2.7 – Pormenor dos perfis IPE e das duas bandas de laje (Peixoto, 2011)

A estrutura de contenção adoptada é constituída por painéis em solo-cimento (CSM - "*Cutter Soil Mixing*"), com espessura de 0,60 m encastrados no fundo da escavação numa profundidade de 4,0m e perfis metálicos IPE450, apoiados em 2 níveis de bandas de laje, formando assim um quadro rígido fechado. As bandas de laje são suportadas verticalmente por meio de micro-estacas. A parede de contenção é forrada por uma outra parede em betão armado com espessura de 0,20m (Figura 2.8).

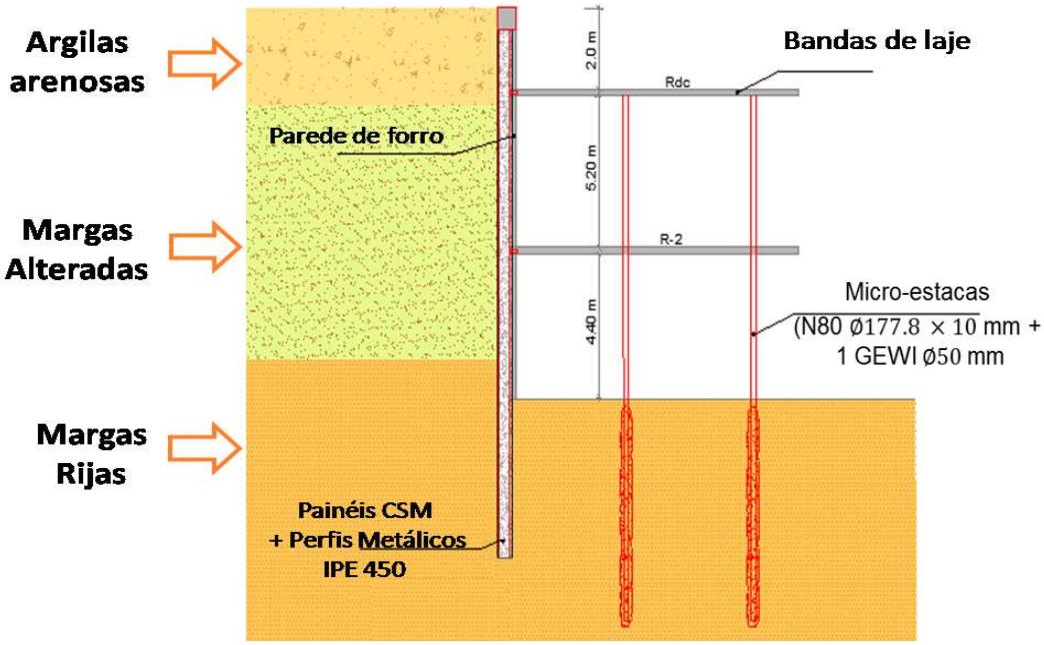


Figura 2.8 – Corte esquemático dos componentes do sistema de contenção (Peixoto, 2011)

Na Figura 2.9 está representada a planta de escavação e o posicionamento das micro-estacas de sustentação vertical das bandas de laje e o espaço deixado em aberto para continuação da escavação.

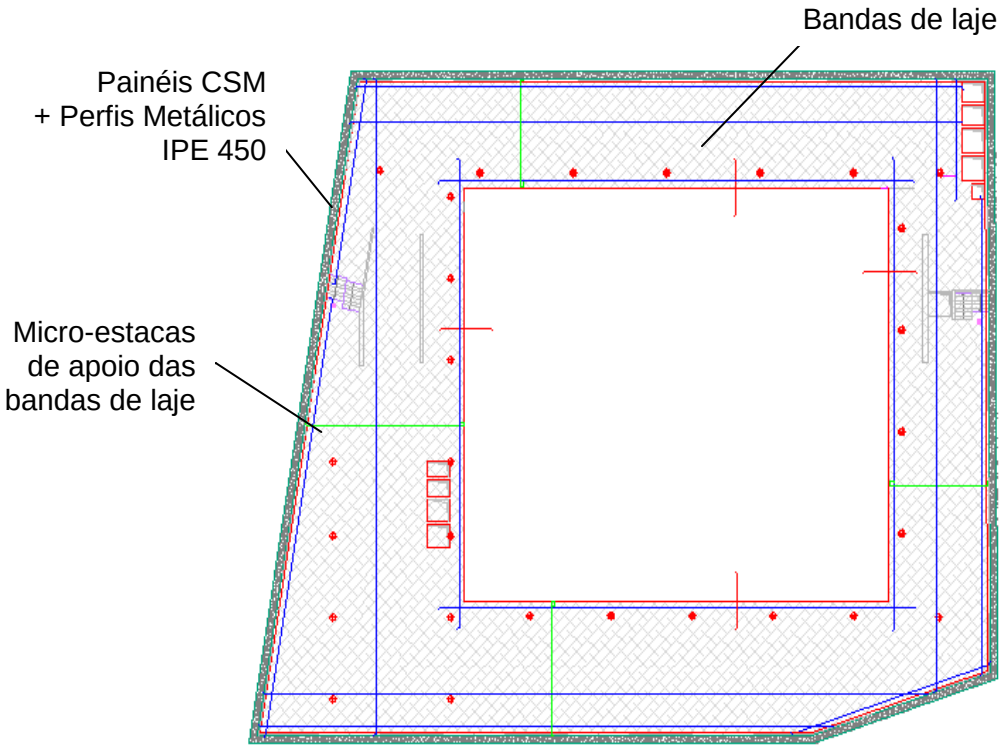


Figura 2.9 – Planta de escavação (Peixoto, 2011)

2.2.3 EDIFÍCIO BAÍA EM LUANDA, ANGOLA

A obra descrita neste ponto contempla a construção de 5 pisos enterrados do edifício Baía, localizado na zona baixa de Luanda, Angola (Pinto, 2010a). O sistema de construção é definido por paredes moldadas apoiadas por dois níveis de bandas de laje e treliças metálicas (Figura 2.10).

A área de construção tem uma configuração em planta rectangular, com dimensão 36,5x26,5m^2, a altura de escavação máxima é de cerca de 12m. A parede de contenção tem uma espessura de 0,6m e a ficha dos painéis com um prolongamento no mínimo de 8,0m abaixo da cota final da escavação.

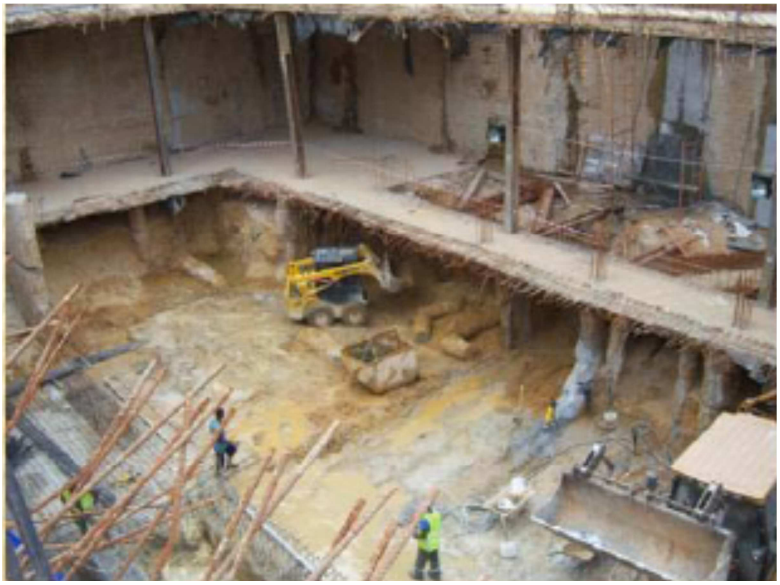


Figura 2.10 – Pormenor de fase de construção (Pinto, 2010a)

A escolha desta solução prendeu-se com as condições hidrogeológicas, de tal modo, definiu-se a não realização de ancoragens abaixo do nível freático e limitação e eventual eliminação do fluxo de água afluente pelo fundo da escavação. As soluções adoptadas foram ainda concebidas tendo por base a necessidade de serem compatíveis com a preservação da integridade, antes, durante e depois dos trabalhos, de todas as estruturas e infra-estruturas vizinhas, bem como a de minimização das interferências com o funcionamento das mesmas.

Para limitar a afluência de água ao interior da escavação e assegurar um travamento rígido das paredes, imediatamente abaixo da cota final da escavação, foi realizado um tampão de fundo, constituído por colunas de jet grout.

Figura 2.11 - Escavação abaixo do nível da primeira banda de laje (Pinto, 2010a)

O travamento-tipo da contenção consistiu num quadro fechado, constituído, em geral, por troços de laje com 0,30m de espessura e largura de 6,00m nos alçados de maior dimensão e de 4,0m nos restantes. Os troços de laje foram apoiados, durante a fase de escavação, na parede de contenção e em perfis metálicos do tipo HEB, os quais foram instalados em conjunto com a execução de barretas de fundação, ficando embebidos no interior destas.

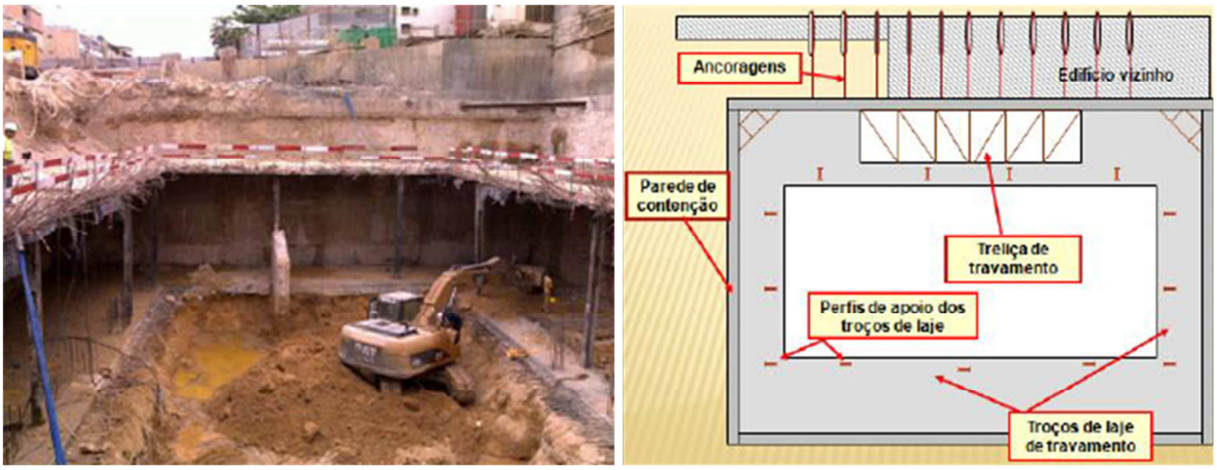


Figura 2.12 – Pormenor da escavação e planta dos apoios das bandas de laje e da treliça metálica (Pinto, 2010a)

O sistema de apoio da parede de contenção faz uso de elementos que são integrados na estrutura dos pisos enterrados, pelo que esta solução obriga a uma imprescindível articulação entre as diversas especialidades, nomeadamente com o projecto de Estabilidade e com o projecto de Arquitectura. No caso descrito, a referida compatibilização determinou a instalação de uma treliça metálica, na zona das rampas de acesso aos pisos enterrados, bem como a limitação da largura das bandas de laje, no sentido de interferir o menos possível com a realização dos pilares e paredes dos pisos enterrados.

Figura 2.13 – Betonagem dos elementos verticais no fundo da escavação (Pinto, 2010a)

2.2.4 EDIFÍCIO LOCALIZADO NO N.º 25 DA AV. DA REPUBLICA, LISBOA

O edifício localiza-se no espaço onde existiu um edifício centenário, cujo interior foi demolido, mas as fachadas preservadas, tendo a respectiva estabilidade sido assegurada, provisoriamente, por uma estrutura metálica de contenção relativamente às acções horizontais (Pinto, 2010b). O recinto onde foi realizada a escavação, com cerca de 12m de profundidade, dispõe de uma área com geometria aproximadamente rectangular com cerca de 32.0x36,0 m^2. Destaca-se ainda que devido aos condicionamentos de vizinhança, nomeadamente a localização do túnel do Metro de Lisboa, optou-se por não serem executadas as soluções tradicionais de ancoragens como sistema de apoio da parede de contenção.

a) b)

Figura 2.14 – a) Início das fases de construção do fundo de escavação; b) Pormenor das vigas metálicas (Pinto, 2010b)

A contenção periférica foi realizada pelo uso de Paredes tipo Berlim definitivas, localizada sob o plano de fachadas existentes. Neste tipo de solução, a parede de contenção é realizada por painéis de betão armado e por níveis, de cima para baixo, sendo os referidos painéis apoiados em perfis metálicos verticais, executados antes do início dos trabalhos de escavação, e cuja função é suportar as cargas verticais a que a contenção está sujeita. A parede de betão armado foi executada com uma espessura mínima de 0,30m. Complementarmente, e atendendo às características dos edifícios adjacentes e ainda de forma a limitar a descompressão dos terrenos escavados, foi executado um tratamento prévio dos materiais de aterro e dos materiais miocénicos descomprimidos através de colunas de jet grout Ø600mm afastadas de 0,5m.

Como sistema de travamento provisório da contenção foi adoptado um conjunto de vigas, as quais, na globalidade, formam um quadro fechado e desta forma acomodando os impulsos actuantes na contenção. De modo a facilitar o processo construtivo e a permitir uma maior economia, utilizou-se, no referido quadro fechado, sempre que possível, elementos estruturais integrantes da estrutura dos pisos enterrados, em particular troços de lajes. Nas zonas onde a arquitectura previa grandes aberturas (como a zona das rampas de acesso ao estacionamento) e onde, consequentemente, não era aconselhável a realização dos troços de laje em betão armado para a criação do quadro fechado, pois teriam que ser posteriormente demolidos, foram instaladas vigas metálicas em treliça, mais fáceis de desactivar.

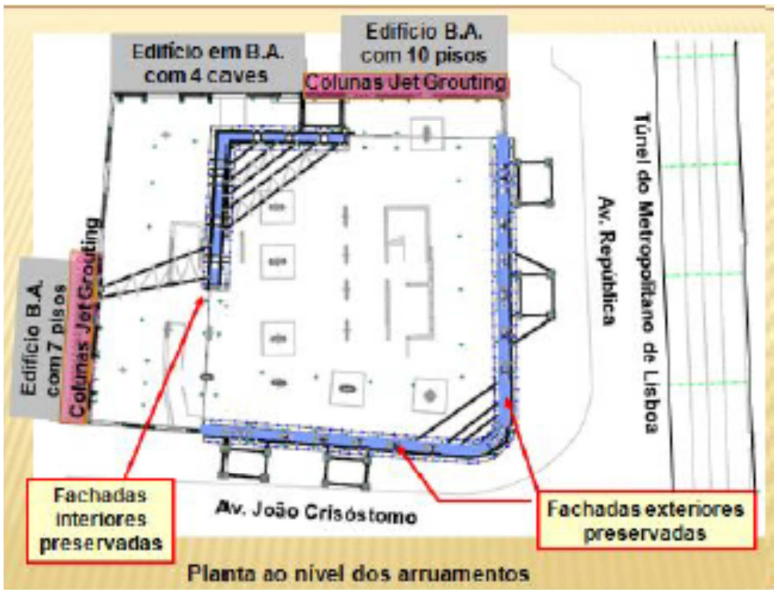


Figura 2.15- Planta ao nível dos arruamentos (Pinto, 2010b)

Considerando os condicionamentos existentes, nomeadamente geotécnicos e relativos aos edifícios de vizinhança, considerou-se suficiente a realização de travamentos ao nível do piso 0 e piso -2, facilitando assim os trabalhos de escavação sob os troços de laje.

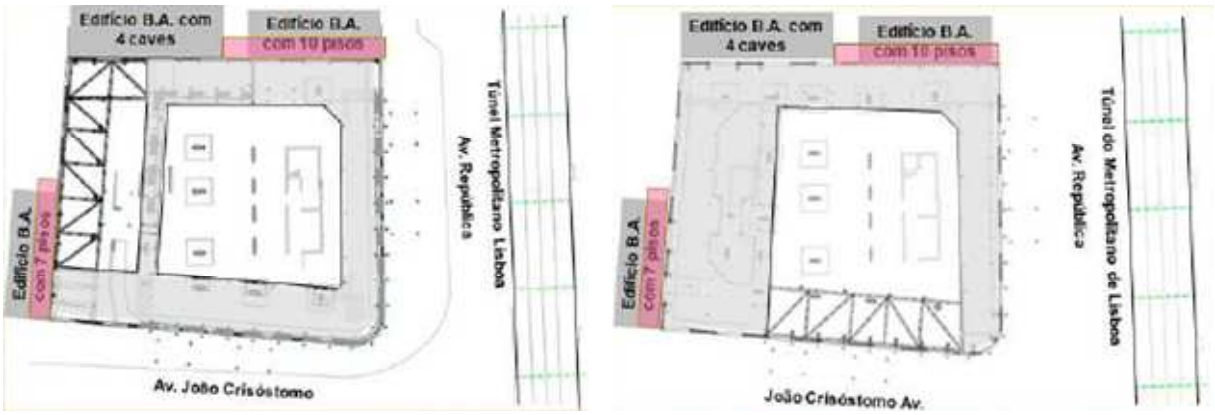


Figura 2.16- Plantas dos níveis de apoio da parede de contenção (Pinto, 2010b)

Atendendo à distância altimétrica entre travamentos, cerca de 6m, considerou-se como muito importante o cumprimento do faseamento construtivo proposto, em particular o intervalo de tempo entre as operações de escavação e de betonagem dos painéis, em particular nas zonas onde os terrenos escavados não foram previamente tratados. No enquadramento descrito, no primeiro nível de travamento, foi adoptado um quadro fechado constituído, em geral, por troços de laje com 4,50m de largura e 0,25m de espessura mínima (espessura da laje definida no Projecto de Estabilidade) e por treliças metálicas com 4,70m e 4,50m de largura. Estas treliças foram constituídas por perfis metálicos do tipo HEB, tendo-se adoptado nas cordas perfis HEB 260 e nas diagonais e montantes, perfis HEB220. Já no segundo nível, adoptou-se em geral, troços de laje com 4,50m de largura e treliças metálicas com 5,00m de largura. Tal como as treliças do 1º nível, estas foram constituídas por perfis metálicos do tipo HEB, tendo-se adoptado nas cordas perfis HEB 260 e nas diagonais e montantes, perfis HEB220.

2.2.5 Palácio de Sotto Mayor

O caso de estudo desta obra é diferente dos descritos anteriormente, estando a estrutura de contenção e as terras suportadas no interior do quadro formado pelas bandas de laje.

Figura 2.17- Vista da obra (Pinto, 2003)

Neste caso (Pinto, 2003), as bandas de laje formam um quadro rígido fechado, que contêm as terras no seu interior abaixo do edifício. Esta obra contempla a construção de 8 pisos enterrados, dos quais 5 são semi-enterrados, em torno do palácio. A altura de escavação varia entre os 12 e os 27m.

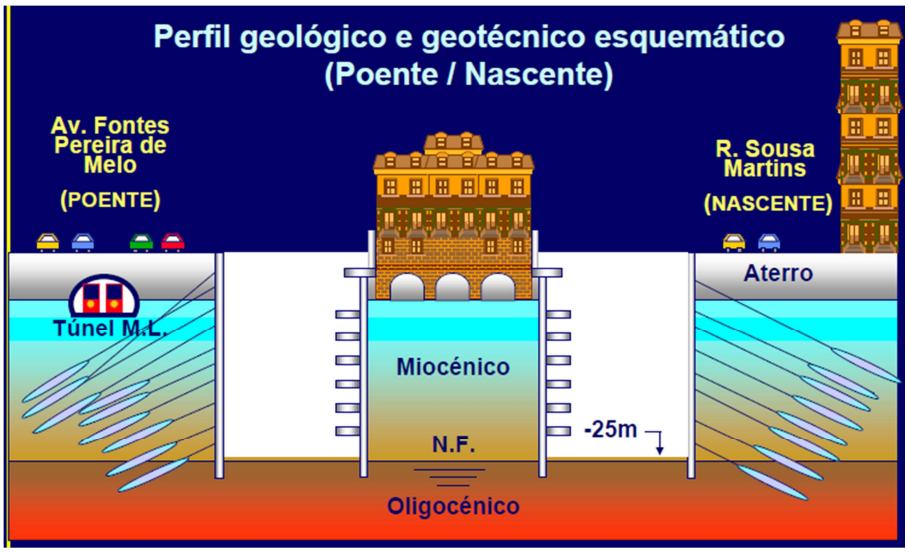


Figura 2.18- Esquema da estrutura de contenção (Pinto, 2003)

De forma simplificada, é possível descrever o sistema de contenção como uma grelha de vigas de betão armado pré-esforçadas, apoiadas em microestacas pelo interior e apoiadas numa cortina de estacas, que forma a parede de contenção, pelo exterior. O objectivo é proceder ao recalçamento do edifício e conter o terreno de fundação do palácio.

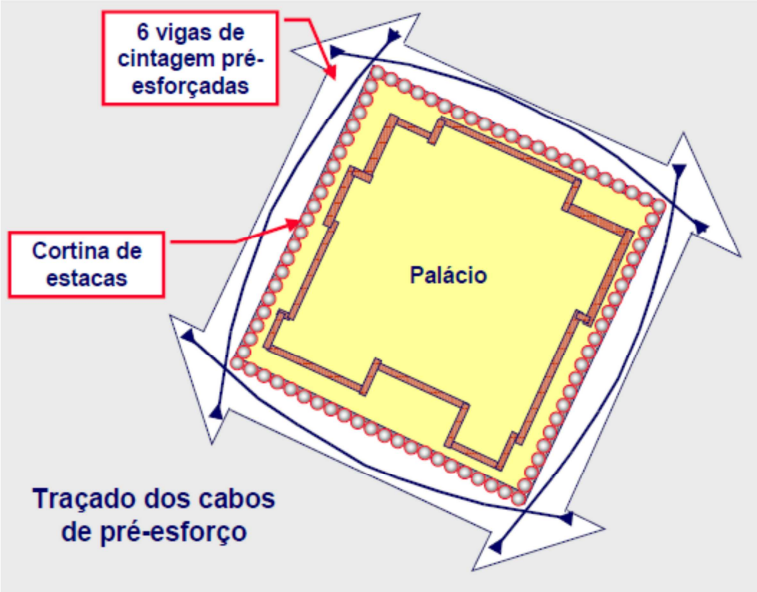


Figura 2.19- Esquema das vigas pré-esforçadas (Pinto, 2003)

Relativamente à contenção das terras subjacentes, ponto de maior interesse para o caso em estudo, foi utilizada uma cortina de estacas, travada através de vigas de cintagem em betão armado pré-esforçado, formando anéis à volta da cortina.

Figura 2.20- Pormenores das vigas pré-esforçadas (Pinto, 2003)

As vigas de cintagem, que têm um objectivo de funcionamento semelhante às bandas de laje anteriormente descritas, localizam-se ao nível dos futuros piso enterrados. São betonadas contra o terreno e apoiadas na extremidade por perfis metálicos para controlo de verticalidade. A escolha desta solução deve-se à dificuldade em executar ancoragens e tirantes de travamento do terreno.

Os pisos enterrados são completados, de forma a criar o travamento definitivo das paredes de contenção periféricas. A posição das lajes fungiformes aligeiradas é efectuada de forma a compatibilizar os condicionamentos relativos á posição das vigas de cintagem.

Por meio de estudo por modelação por elementos finitos foi calculada um deslocamento horizontal máximo de 14 mm (Pinto, 2003). Na realidade, o deslocamento de terra abaixo do palácio, medido a partir de alvos topográficos, apresentou um deslocamento máximo de 13 mm.

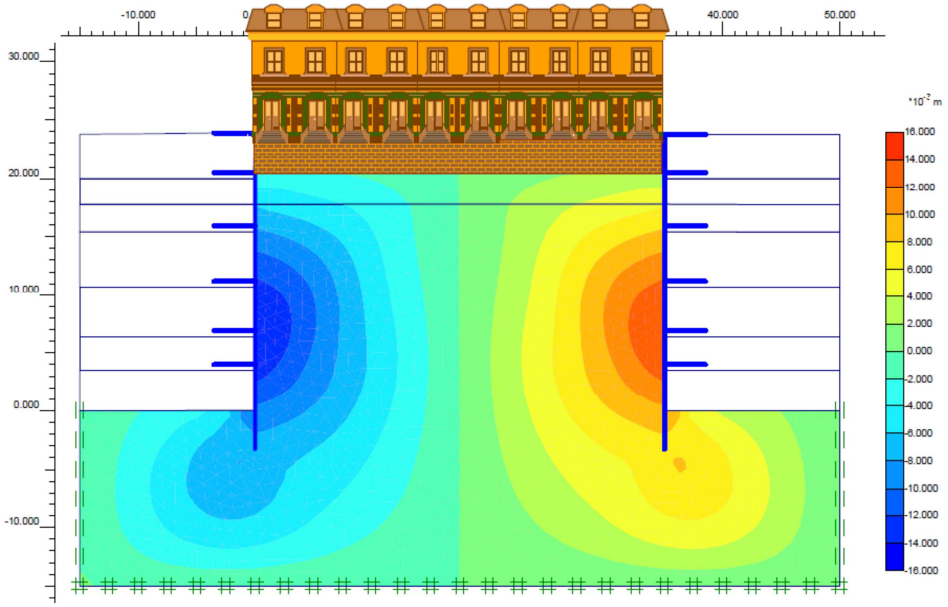


Figura 2.21 – Deslocamento horizontal calculado (Pinto, 2003)

3
ESTUDO BASE

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentado o sistema que serve de base para o estudo deste tipo de estrutura de contenção definida por paredes moldadas apoiadas em bandas de laje.

A análise de comportamento do solo e da estrutura baseia-se na modelação numérica, através do método de elementos finitos. Numa primeira abordagem é feita a exposição do modelo numérico e do modelo constitutivo utilizado na modelação dos solos que constituem o estudo base.

Posteriormente, são definidos aspectos relativos à geometria do problema, para além dos parâmetros caracterizadores dos solos em questão e das estruturas de betão armado.

Por fim, é feita a apresentação dos resultados obtidos e a análise correspondente. O estudo efectuado neste capítulo irá servir de ponto de partida para o desenvolvimento das análises paramétricas presentes no capítulo seguinte.

3.2 MODELO NUMÉRICO

3.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O modelo numérico mencionado anteriormente utilizado nesta dissertação foi desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por José Leitão Borges (1995) e é denominado por RECRIB.

Este programa usa o método de elementos finitos e permite, para além de criar variadas condições geométricas e de apoio, definir e simular diversos componentes destas estruturas e dos solos que contêm.

No contexto deste estudo, as hipóteses teóricas 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 do solo argiloso
- utilização de um modelo elástico linear bidimensional na simulação do comportamento da parede de betão armado e do solo de fundação(estrato rígido) da parede de contenção
- simulação das bandas de laje e posteriormente das lajes definitivas por elementos-barra com comportamento elástico-linear (apoios elásticos).

O estudo base foi modelado usando elementos triangulares híbridos para o solo, constituídos por seis pontos nodais para definição dos deslocamentos e três pontos para o excesso de pressão neutra (Figura 3.1 a), de forma a estudar o processo de consolidação para os dois tipos de solo utilizados (solo mole e estrato rígido).

No caso da parede de betão armado usaram-se elementos triangulares semelhantes aos anteriores, tirando os nós de processamento do excesso de pressão neutra (Figura 3.1 b)

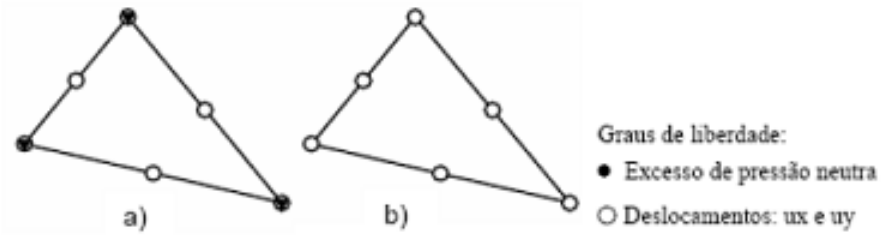


Figura 3.1 - Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico (Borges 1995): a) 12 incógnitas de deslocamentos e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas de deslocamentos

3.2.2 CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

A retirada de terras, inerente ao desenvolvimento de uma escavação, provoca alterações no estado de tensão de um maciço terroso. A acção é dividida em duas parcelas, parte fica instalada no esqueleto sólido (incremento de tensões efectivas), outra no fluido intersticial (excessos de pressão neutra).

A distribuição dos excessos de pressão neutra resultante não é, por regra, uniforme, ou seja, geram-se gradientes hidráulicos; estabelecendo-se pois um regime transitório de escoamento da água, no qual, a carga é transferida da parte líquida para o esqueleto sólido. Esta transferência de carga é denominada por consolidação e tem como consequência alteração do volume e distorção do maciço.

No caso de um maciço argiloso mole, com baixa permeabilidade e muito compressível, o tempo necessário para que se dissipe os excessos de pressão neutra e se atinja o equilíbrio hidrostático ou um regime de escoamento permanente é maior que o tempo necessário para a conclusão da escavação.

Para melhor se entender as consequências deste processo é necessário realizar uma análise diferida no tempo (análise acoplada) para observar o comportamento de escavação em maciços argilosos até se completar a consolidação.

3.2.3 MODELO P-Q-Θ

Neste estudo, foi usado o modelo de estados críticos p-q-θ, de forma a simular o comportamento constitutivo dos solos. Este é um modelo elasto-plástico, que apresenta distinção entre o conceito de cedência e de rotura última ou estado crítico. Um solo atinge o estado crítico quando, ao deforma-se, não existem variações de volume, nem das tensões efectivas, atingido as condições de plasticidade perfeita.

A Figura 3.2 a) representa, no referencial das tensões principais efectivas, as superfícies de cedência e de estado crítico no modelo p-q-θ em uso. No referencial p-q (sendo p a tensão média efectiva e q a tensão de desvio), a superfície de cedência é uma elipse, como ilustrada na Figura 4.2 b). Ao longo da

cedência e à medida que o solo sofre deformações plásticas, a superfície de cedência altera a sua configuração, ou seja, expande ou contrai quando o solo endurece ou amolece.

Tendo como exemplo as Figuras 3.2 b) e c), o modelo simula diminuição de volume na trajectória 1-2, provocando o endurecimento do material. Na trajectória 3-4 ocorre a situação contrária, é simulada a dilatação do material, tendo como consequência o amolecimento deste.

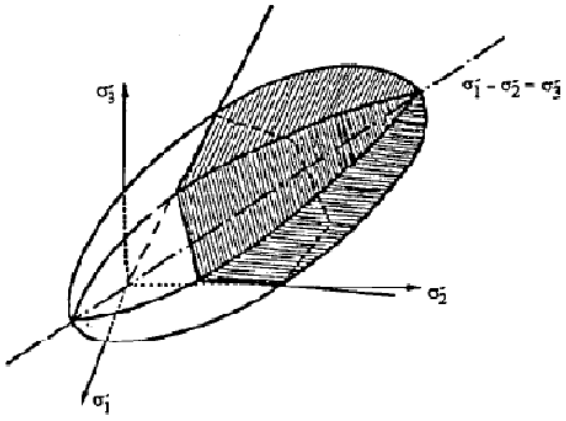
Neste modelo, o parâmetro que define o declive da linha de estados críticos no referencial p-q, M, não é constante, depende do invariante θ das tensões e do ângulo de atrito do solo definido em termos efectivos, ϕ',

$$M = \frac{3 \cdot \operatorname{sen} \phi'}{\sqrt{3} \cdot \cos \theta + \operatorname{sen} \theta \cdot \operatorname{sen} \phi'} , \tag{3.1}$$

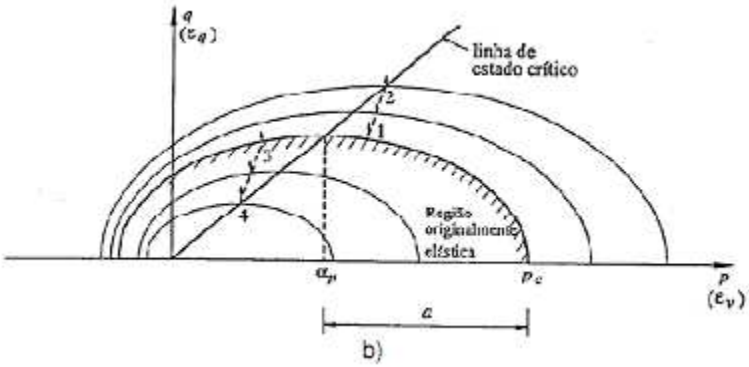
Introduzindo esta expressão na equação da linha de estados críticos no referencial p-q,

$$q = M \cdot p \tag{3.2}$$

obtém-se a equação correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, adaptado pois neste modelo para a superfície de estados críticos (Figura 3.2 a)).



a)



b)

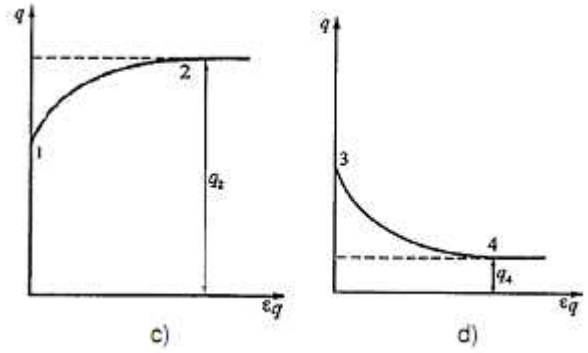


Figura 3.2 - Superfícies de cedência do modelo p-q-θ (Borges 1995): a) no espaço das tensões principais; b) no referencial p-q; c)trajectória de endurecimento; d) trajectória de amolecimento.

A aplicação deste modelo requer a definição de alguns parâmetros que permitam uma caracterização realista do solo como referido anteriormente, sendo os parâmetros a avaliar:

- 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-lnp (sendo v o volume específico e p a tensão média efectiva);
- declive das linhas descarga-recarga, κ, no referencial v-lnp;
- 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.

3.3 DEFINIÇÃO DO ESTUDO BASE

3.3.1 DESCRIÇÃO DO ESTUDO BASE. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO

A obra em estudo, representada esquematicamente na Figura 3.3, é definida por uma escavação com 10 metros de profundidade e 20 metros de largura e de comprimento (secção quadrangular na planta). A contenção de terras é feita por paredes moldadas de betão armado com um metro de espessura e 17,5 metros de altura. O terreno é dividido em dois tipos de material, uma argila mole saturada que ocupa a camada superior, desde a superfície até à profundidade de 15 metros e uma argila muito dura (estrato rígido). A parede de contenção está enterrada na argila muito dura 2,5 metros.

Como sistemas de apoio foram considerados 3 níveis de apoio às cotas 1, 3 e 7 metros de profundidade e compostos durante a fase de escavação por bandas de laje em betão armado com secção 0,30×4,00 m^2 e posteriormente, lajes definitivas nas mesmas posições que as bandas de laje, apoiadas nas paredes de contenção.

Os sistemas de apoio foram simulados de acordo com um modelo elástico de elemento-barra, definindo-se as suas características (comprimento, área da secção transversal e módulo de elasticidade) de modo que o deslocamento de apoio em virtude da sua deformação axial seja igual à flecha máxima (a meio vão, secção mais desfavorável) da banda da laje.

Admitiu-se uma análise em termos de estado plano de deformação.

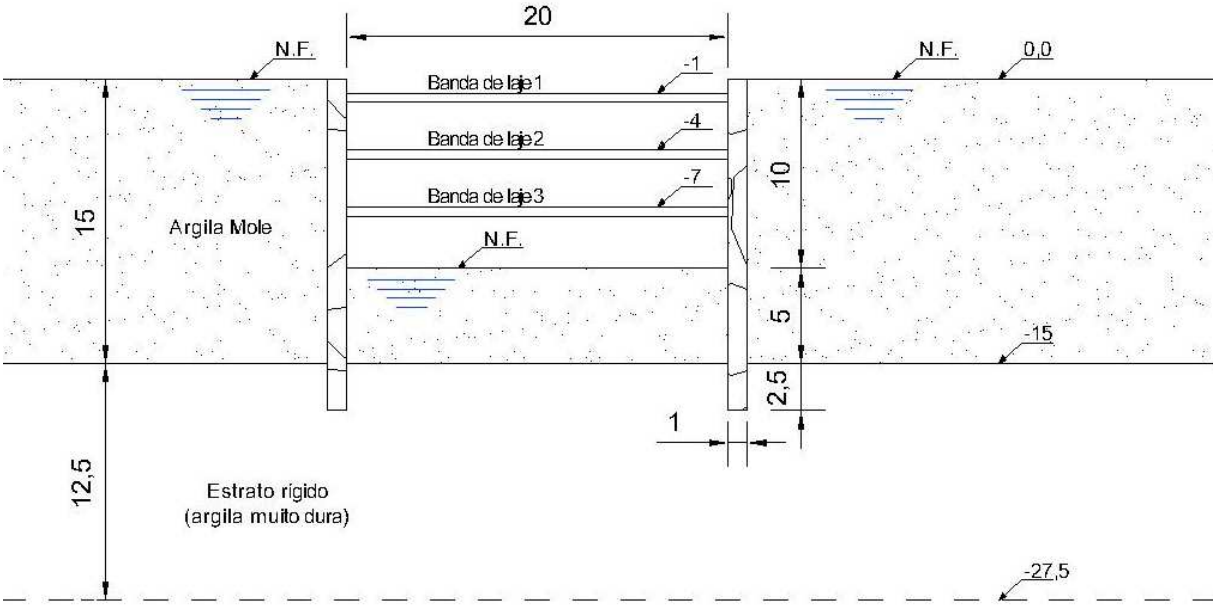


Figura 3.3 - Características da escavação

A malha dos elementos finitos utilizada para discretizar o meio (Figura 3.4) é composta por 4769 elementos repartidos da seguinte forma:

- estrato rígido: 1198 elementos triangulares híbridos de 6 nós;
- solo de argiloso mole: 2580 elementos triangulares híbridos de 6 nós;
- parede de betão: 264 elementos triangulares de 6 nós.
- bandas de laje: 6 elementos barra de 3 nós;
- lajes definitivas: 6 elementos barra de 3 nós.

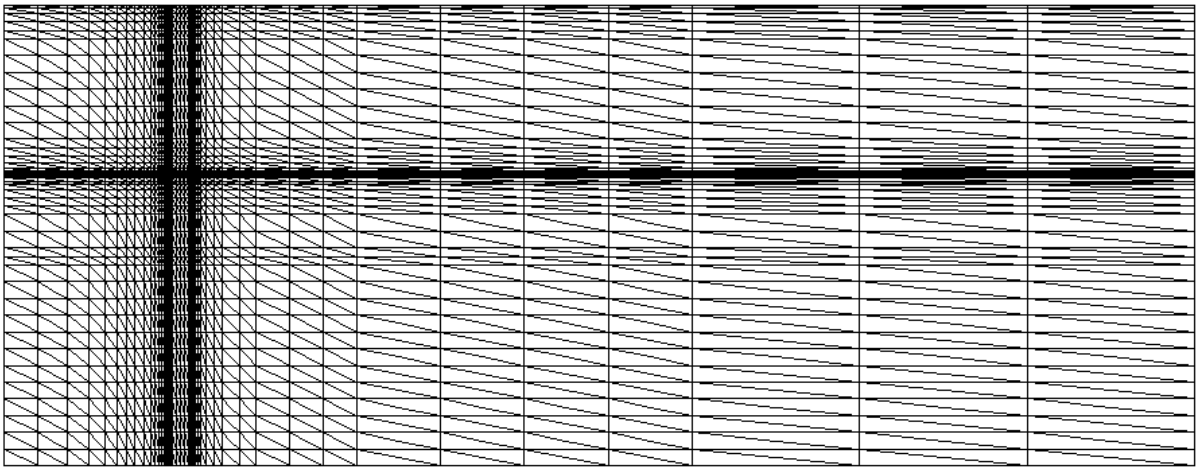


Figura 3.4 - Malha de elementos finitos utilizada no estudo base

3.3.2 PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

A caracterização do maciço argiloso mole utilizado neste estudo tem como parâmetros, do modelo p-q-θ, os apresentados no Quadro 3.1. Os valores adoptados são aproximadamente os utilizados por Finno et al. (1991 a,b) numa escavação realizada nos solos moles de Chicago.

Quadro 3.1 - Parâmetros caracterizadores do modelo p-q-θ

	λ	k	N	Γ	ν	ϕ ' (º)
Argila	0,18	0,025	3,158	3,05	0,25	26

O estado de tensão inicial foi considerado como geostático, tendo a argila um peso volúmico de 16 kN/m3 e um coeficiente de impulso em repouso de 0,5. Considerou-se um ligeiro grau de sobreconsolidação de 1,1 (Quadro 3.2).

Quadro 3.2 - Características do maciço argiloso mole

γ [kN/m3]	K_0	OCR	Cu [kPa]
16	0,5	1,1	1,68·z

z – profundidade (m)

O estrato rígido foi caracterizado como tendo um comportamento elástico linear isotrópico, com peso volúmico de 18 kN/m3, módulo de elasticidade de 700 MPa e coeficiente de Poisson (ν) de 0,3 (Quadro 3.3).

Quadro 3.3 - Características do maciço argiloso duro

γ [kN/m3]	E [GPa]	ν
18	0,7	0,3

Na simulação da parede moldada de betão armado foi adoptado igualmente um comportamento elástico linear isotrópico, com peso volúmico de 25 kN/m3, coeficiente de Poisson de 0,2 e um módulo de elasticidade (E) de 18 GPa (Quadro 3.4)

Quadro 3.4 - Características da parede de betão

γ [kN/m3]	E [GPa]	ν
25	18	0,2

Para além destes materiais foram definidas características para os elementos de bandas de laje e das lajes definitivas. As lajes definitivas apresentam um módulo de elasticidade de 18 GPa, para poder simular o comportamento desta estrutura a longo prazo (efeito de fluência), e uma espessura de 0,30 m.

No caso das bandas de laje, estas apresentam um módulo de elasticidade de 30 GPa, devido ao seu carácter provisório, contrariamente ao definido para as lajes definitivas.

Devido ao estudo bi-dimensional (x-z) do problema base, foi necessário transformar as características bi-dimensionais (x-y) das bandas de laje numa estrutura com comportamento axial. Para tal, foi realizada a comparação da deformada por flexão com a deformada axial de uma escora de betão.

No caso presente, em que a escavação tem forma quadrangular em planta, por razões de simetria, as bandas de laje funcionam como bi-encastradas nas extremidades. Os valores dos momentos máximos negativo (nas extremidades) e positivo (a meio vão), bem como da flecha máxima, são dados, respectivamente, por:

$$M_{máx}^{(-)} = -\frac{p \cdot L^2}{12}, \tag{3.3}$$

$$M_{máx}^{(+)} = -\frac{p \cdot L^2}{24}, \tag{3.4}$$

$$f_{máx} = \frac{p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}, \tag{3.5}$$

em que p é a carga distribuída aplicada na banda de laje (transmitida pela parede), L o vão de flexão da banda de laje (neste caso, $L = 20\ m$), E o módulo de elasticidade da banda da laje e I o momento de inércia da respectiva secção (neste caso $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$, sendo $b = 0{,}30\ m$ e $h = 4{,}00\ m$).

Igualando a equação 3.5 à expressão 3.6 que dá a variação de comprimento, Δl, de um elemento-barra sujeito à mesma carga p, de comprimento l, secção transversal A e módulo de elasticidade E_b:

$$\Delta l = \frac{p \cdot l}{E_b \cdot A}, \tag{3.6}$$

obtém-se a seguinte expressão que permite atribuir as características do elemento-barra (l, E_b, A), que simula a mesma deformação (apoio elástico) que a correspondente à flecha máxima da banda de laje:

$$\frac{l}{E_b \cdot A} = \frac{L^4}{384 \cdot E \cdot I}, \tag{3.7}$$

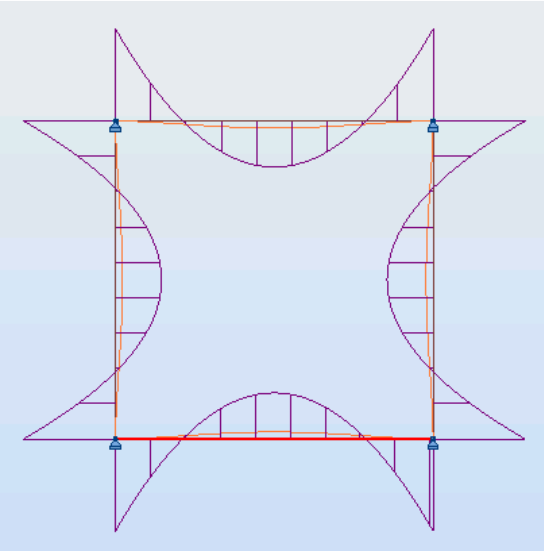


Figura 3.5 – Momentos flectores e deformada das bandas de laje retirados do *software* ROBOT

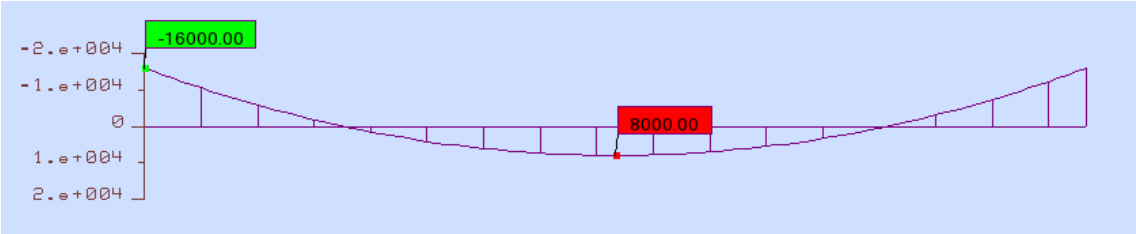


Figura 3.6 – Momentos flectores máximos e mínimos (kN.m) obtidos pelo *software* ROBOT

Complementarmente, mostram-se, nas Figuras 3.5 e 3.6, os diagramas de momentos flectores nas bandas de laje, calculados pelo programa ROBOT, para uma carga distribuída $p = 480\ kN/m$.

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 seguintes condições de fronteira:

- 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, à profundidade considerada;
- excessos de pressão neutra nulos na superfície do terreno, ou seja, na fronteira superior.

3.3.3 CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

Em relação às condições hidráulicas iniciais, o nível freático situa-se à superfície superior do terreno argiloso, conservando-se constante a sua posição no lado suportado e alterada a cota para a base de escavação no lado escavado (Figura 3.7). O maciço argiloso mole foi considerado como sendo isotrópico em termos de permeabilidade sendo o seu coeficiente de permeabilidade, $k=k_x=k_y$, de valor igual a 10^{-9} m/s.

Foram utilizadas as mesmas condições de isotropia para o maciço argiloso duro relativamente à permeabilidade, alterando-se apenas o valor do coeficiente de permeabilidade para um valor 10 vezes menor ao utilizado na argila, ou seja 10^{-10} m/s.

A parede moldada foi considerada impermeável, com simulação de percolação por fluxo de água a atravessar o maciço rochoso por debaixo da parede moldada.

As fronteiras laterais também são consideradas impermeáveis. A fronteira esquerda pelo facto de coincidir com o eixo de simetria e a direita por uma questão de truncagem do meio.

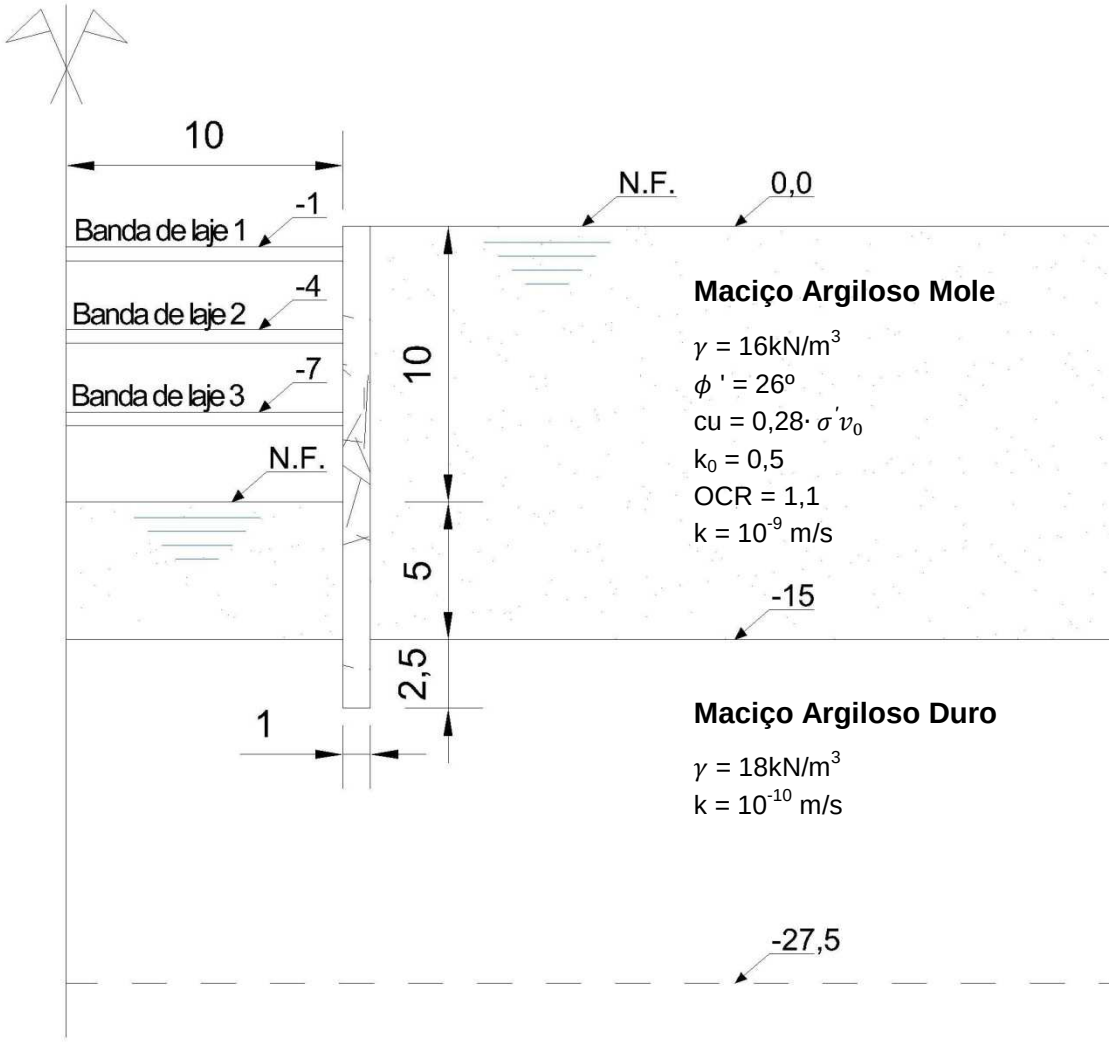


Figura 3.7 - Características da escavação e dos maciços argilosos

3.4 ANÁLISE DE RESULTADOS

3.4.1 INTRODUÇÃO

Neste ponto serão analisados os resultados da modelação numérica no solo e na estrutura de contenção.

A escavação provoca variações nos estados de tensão efectiva e de pressões neutra nos dois solos considerados. A análise das tensões será maioritariamente feita para a argila mole, só considerando a argila dura no estudo de pressões neutras (tendo em conta que o escoamento contorna a extremidade inferior da parede), isto porque o estrato rígido foi introduzido sobretudo para melhor simular o apoio inferior da parede de contenção, não sendo considerado relevante analisar a variação do estado de tensão no estrato rígido (modelado de modo simplificado).

A escavação introduz alterações nos estados de tensão efectivas e de pressões neutras dos maciços. O fenómeno de transferência de carga do fluido intersticial para o esqueleto sólido ocorre durante as fases de construção e pós-construção. Apesar de ocorrer nestes dois períodos, a fracção de transferência de carga no período de construção pode ser considerada pequena se a permeabilidade do solo for baixa e o período de tempo diminuto (Osaimi e Claugh, 1979; Costa, 2005). Como neste caso de estudo, o comportamento durante o período de construção pode ser considerado como praticamente não-drenado.

Na solicitação do maciço de forma não-drenada, ocorre uma divisão do incremento de tensão total inicial, normalmente, em duas parcelas. Uma corresponde à variação das tensões efectivas, outra à variação da pressão no fluido intersticial. Na Figura 3.8, está representado um esquema teórico da repartição de tensões efectivas e excessos de pressão intersticial devido a uma solicitação num ensaio triaxial de um provete saturado.

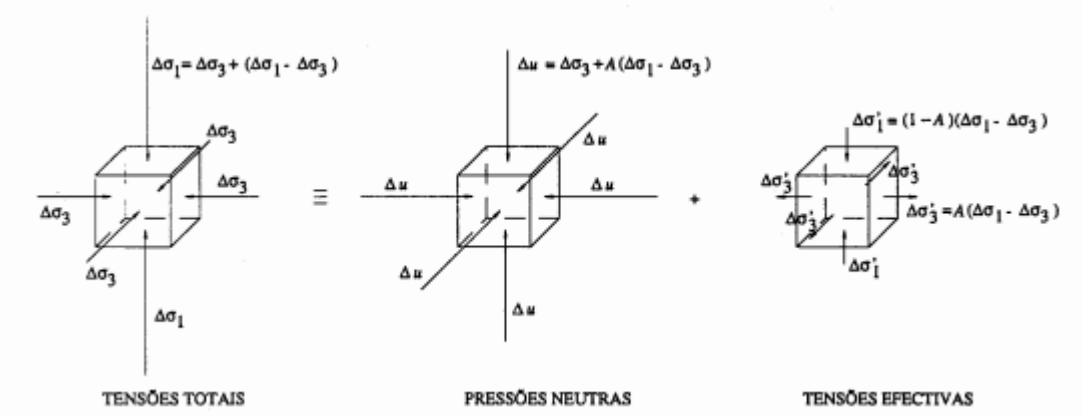


Figura 3.8 - Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado, correspondente à solicitação do provete por uma carga isotrópica (igual em todas as direcções) seguida de uma carga axial (Borges, 1995)

A análise de resultados foi dividida em duas partes, separando a fase de escavação e a fase de pós-construção. Em cada uma das partes serão analisados os estados de tensão no solo, os deslocamentos da parede e do terreno e os esforços na estrutura de contenção.

3.4.2 PERÍODO DE CONSTRUÇÃO

3.4.2.1 Evolução do estado de tensão

O estudo da evolução da pressão neutra durante o período de escavação é ilustrado relativamente a 5 fases de escavação, nomeadamente para as profundidades de 2 metros, 4 metros, 6 metros, 8 metros e 10 metros. A última fase é referente ao final da escavação.

Da análise das figuras seguintes de excessos de pressão neutra é possível observar que:

- os excessos de pressão neutra são globalmente negativos em todas as fases de escavação e são mais significativos do lado escavado, onde decorre a maior diminuição da tensão média total;
- no lado suportado, os excessos de pressão neutra negativos são significativamente menos expressivos que do lado escavado, como seria de esperar, devido à presença da estrutura de contenção, e aumentam em profundidade, tomando valores um pouco mais expressivos abaixo da extremidade inferior da parede;
- existe uma quebra nas linhas de excesso de pressão neutra devido à diferença de permeabilidade entre os dois solos.

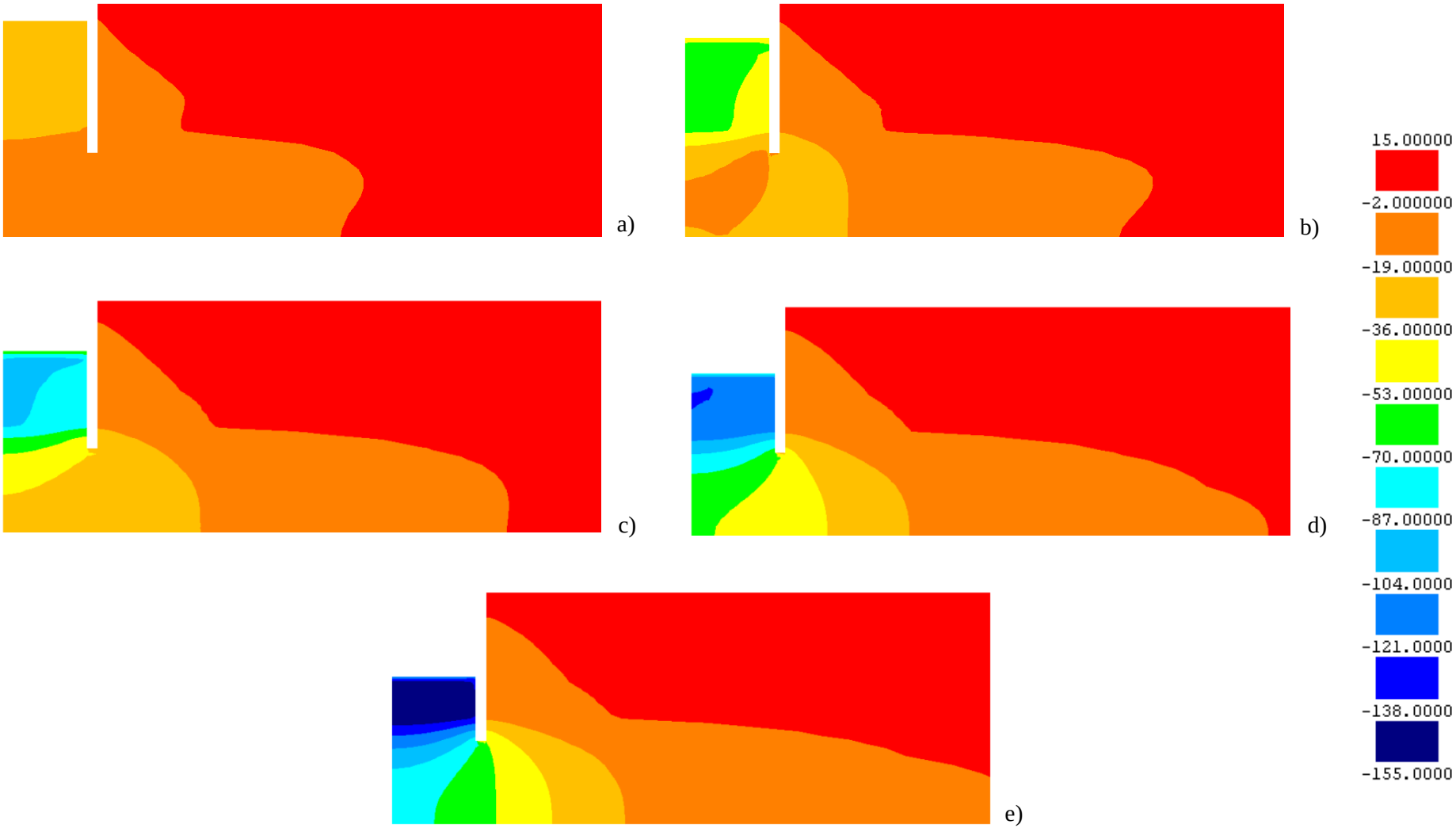


Figura 3.9 - Excessos de pressão neutra no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10,0m de escavação

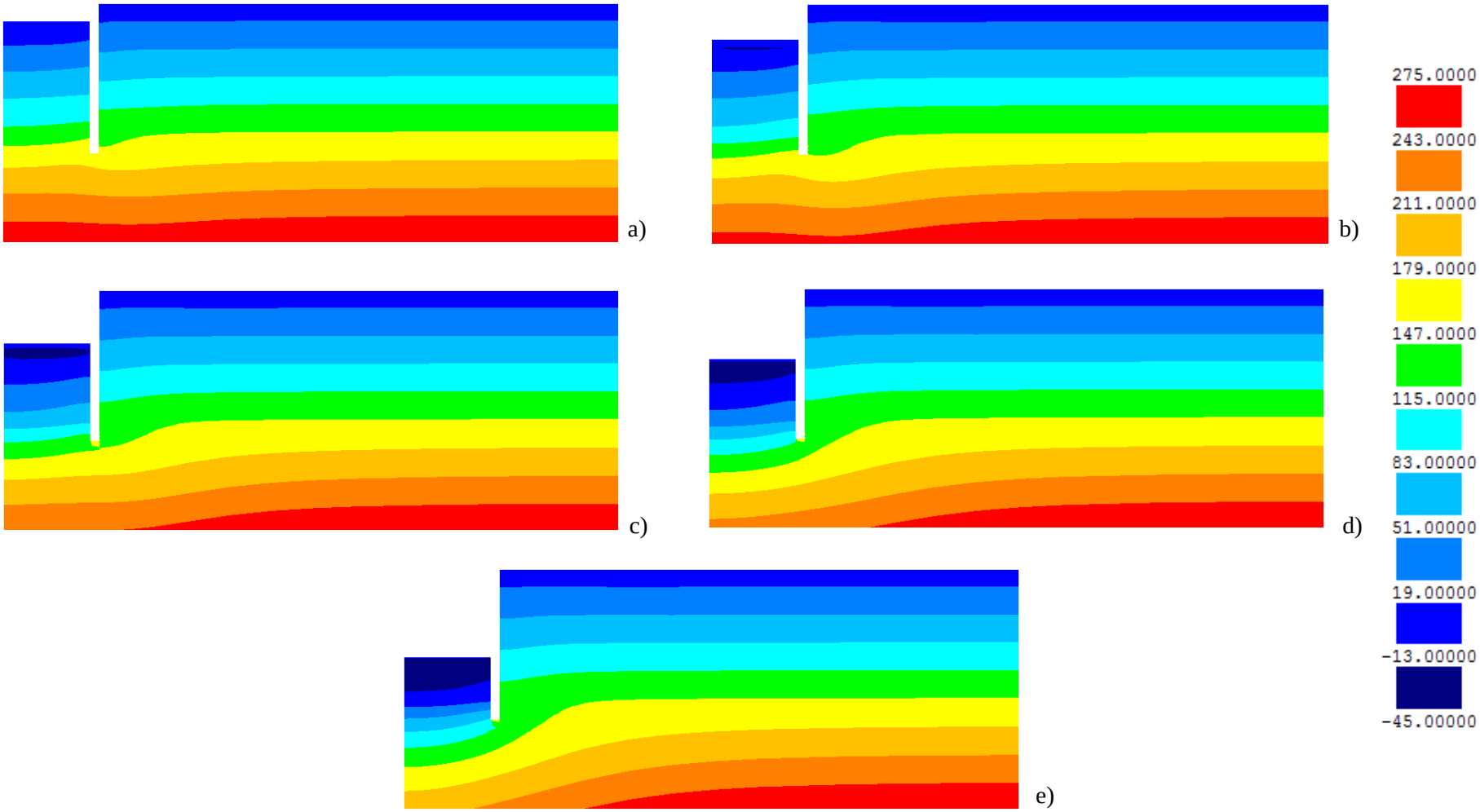


Figura 3.10 Pressões neutra no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10,0m de escavação

Na Figura 3.11 estão representados os incrementos de tensão efectiva horizontal e na Figura 3.12 os valores de tensão efectiva horizontal.

Da análise das duas figuras seguintes pode-se concluir que:

- do lado escavado cria-se uma camada laminar junto à superfície com incrementos de tensão efectiva horizontal negativos, este facto está directamente relacionado com a proximidade à superfície de drenagem na base de escavação (a consolidação durante a escavação afecta somente esta pequena camada laminar);
- os incrementos de tensão efectiva horizontal do lado escavado são positivos, abaixo da camada descrita no ponto acima e com incrementos de valor mais elevado junto à parede de contenção; no maciço subjacente à base de escavação, a trajectória de tensão total é globalmente simétrica da indicada no esquema teórico da Figura 3.8, o que justifica o aumento da tensão afectiva horizontal;
- do lado sustentado surge uma pequena diminuição da tensão horizontal, zona esta que se acentua à mesma cota da base de escavação e que diminui o seu valor até chegar ao fim da argila, ou seja, na transição com o outro tipo de solo;

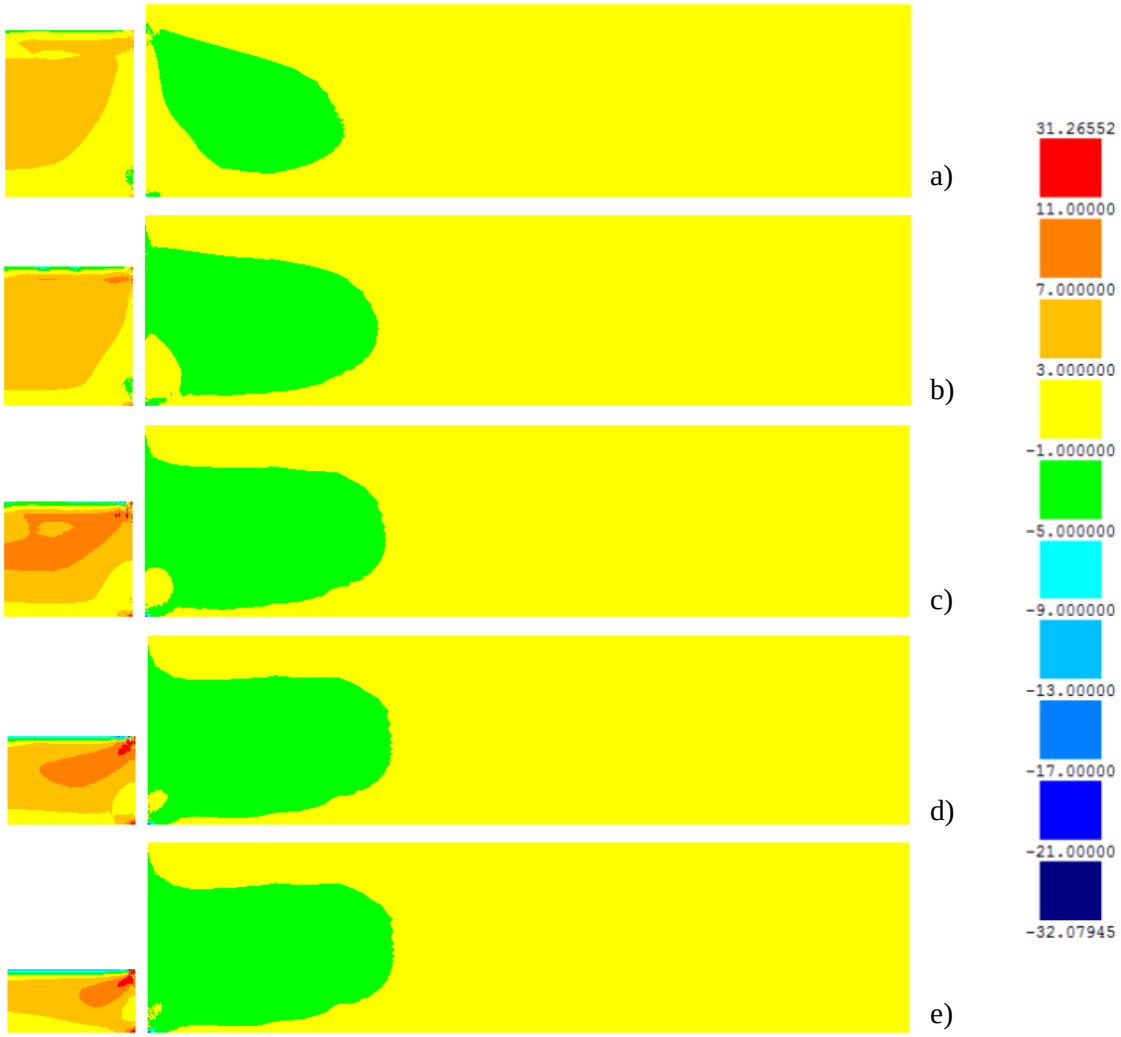


Figura 3.11 - Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10,0m de escavação

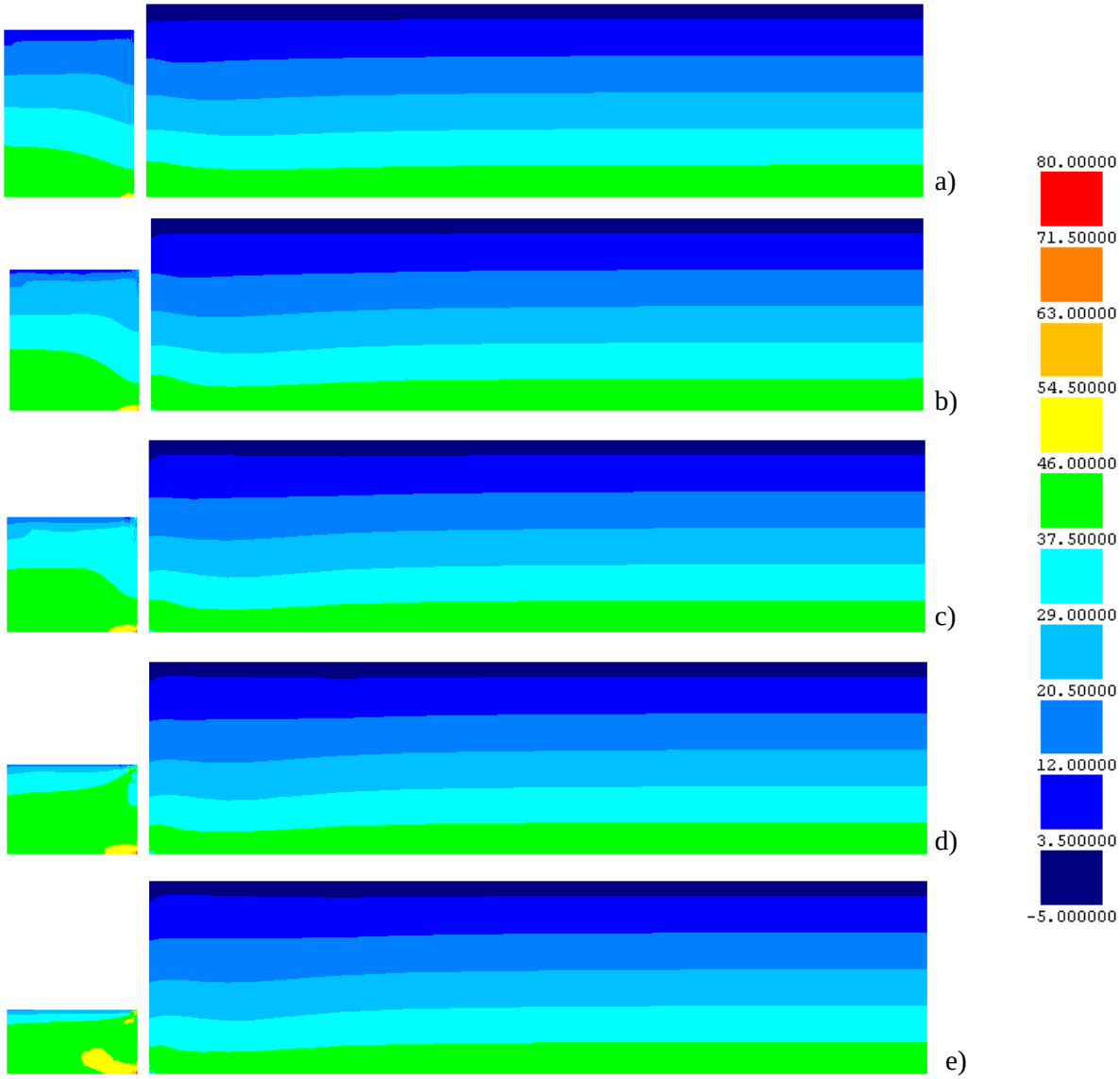


Figura 3.12 - Tensão efectiva horizontal no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10,0m de escavação

A Figura 3.13 apresenta os resultados relativos aos incrementos de tensão efectiva vertical e os resultados da tensão efectiva vertical, considerando o estado de tensão inicial, está presente na Figura 3.14. Da análise destas duas figuras é possível aferir o subsequente:

- no lado suportado, apenas surge uma pequena variação negativa de tensão efectiva vertical junto à parede;
- no lado escavado, verifica-se uma diminuição de valor significativo junto à superfície e de menor valor em profundidade, excepto junto da parede de contenção devido à interacção desta com o solo.

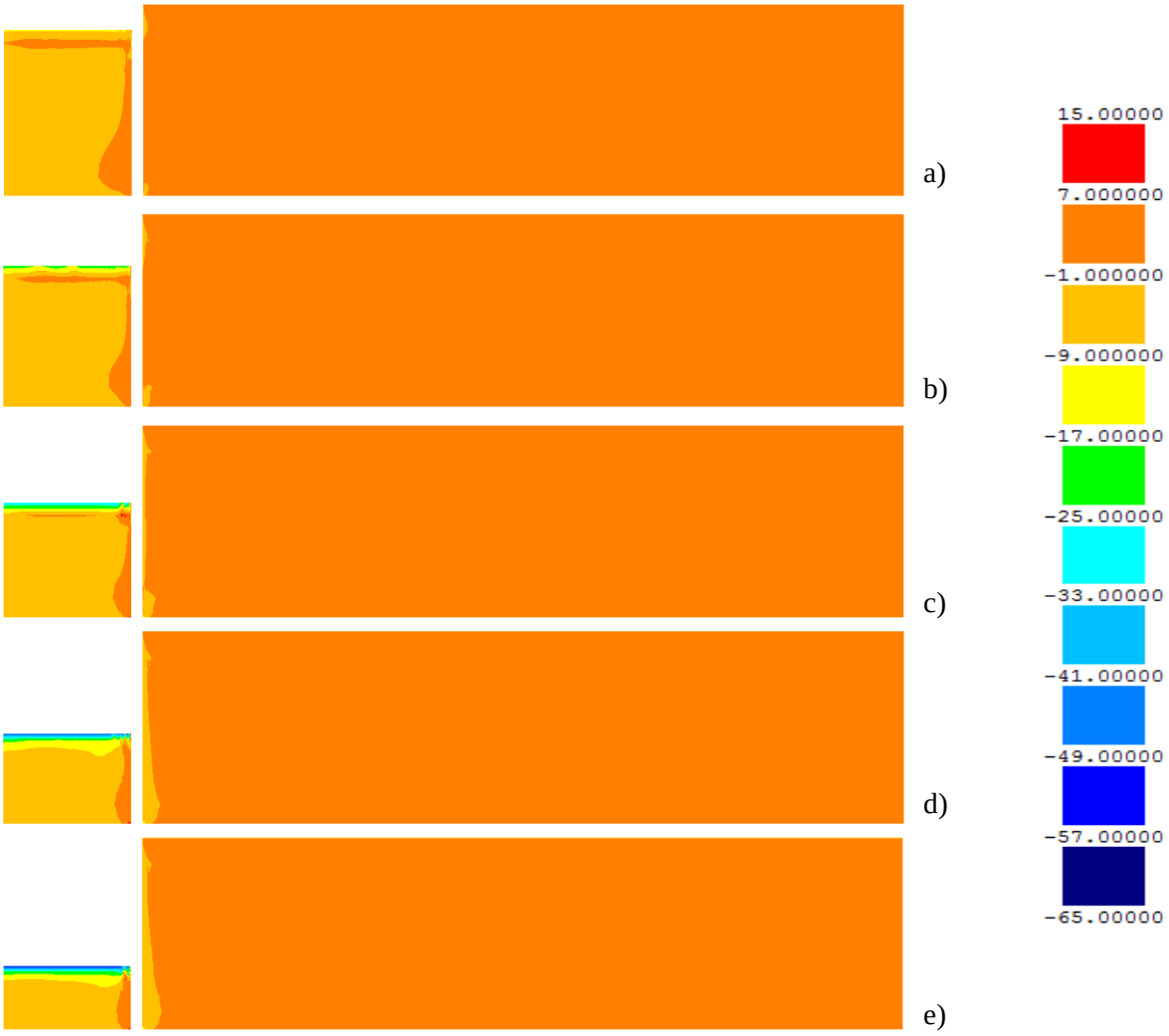


Figura 3.13 - Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação

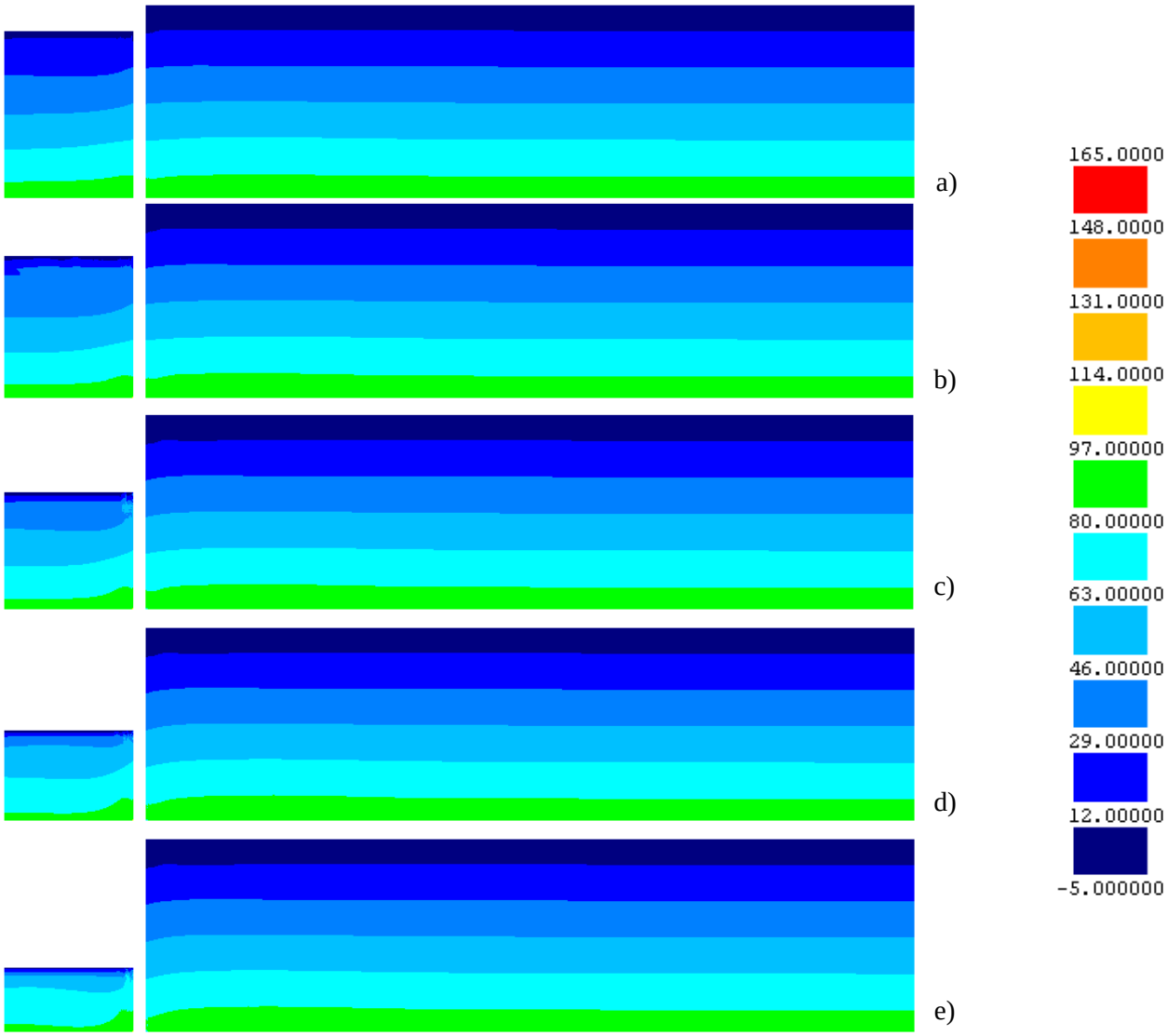


Figura 3.14 - Tensão efectiva vertical no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação

Na Figura 3.15, que representa-se as tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}), sendo possível comentar o seguinte:

- verifica-se que as tensões de corte são mais expressivas nas proximidades da parede, quer no lado suportado, quer no lado escavado, devido às interacções solo-parede, aumento este com valor mais significativo à cota de fundo do terreno argiloso, que vai aumentando com o decorrer da escavação;
- as tensões de corte tendem para zero com o afastamento da escavação.

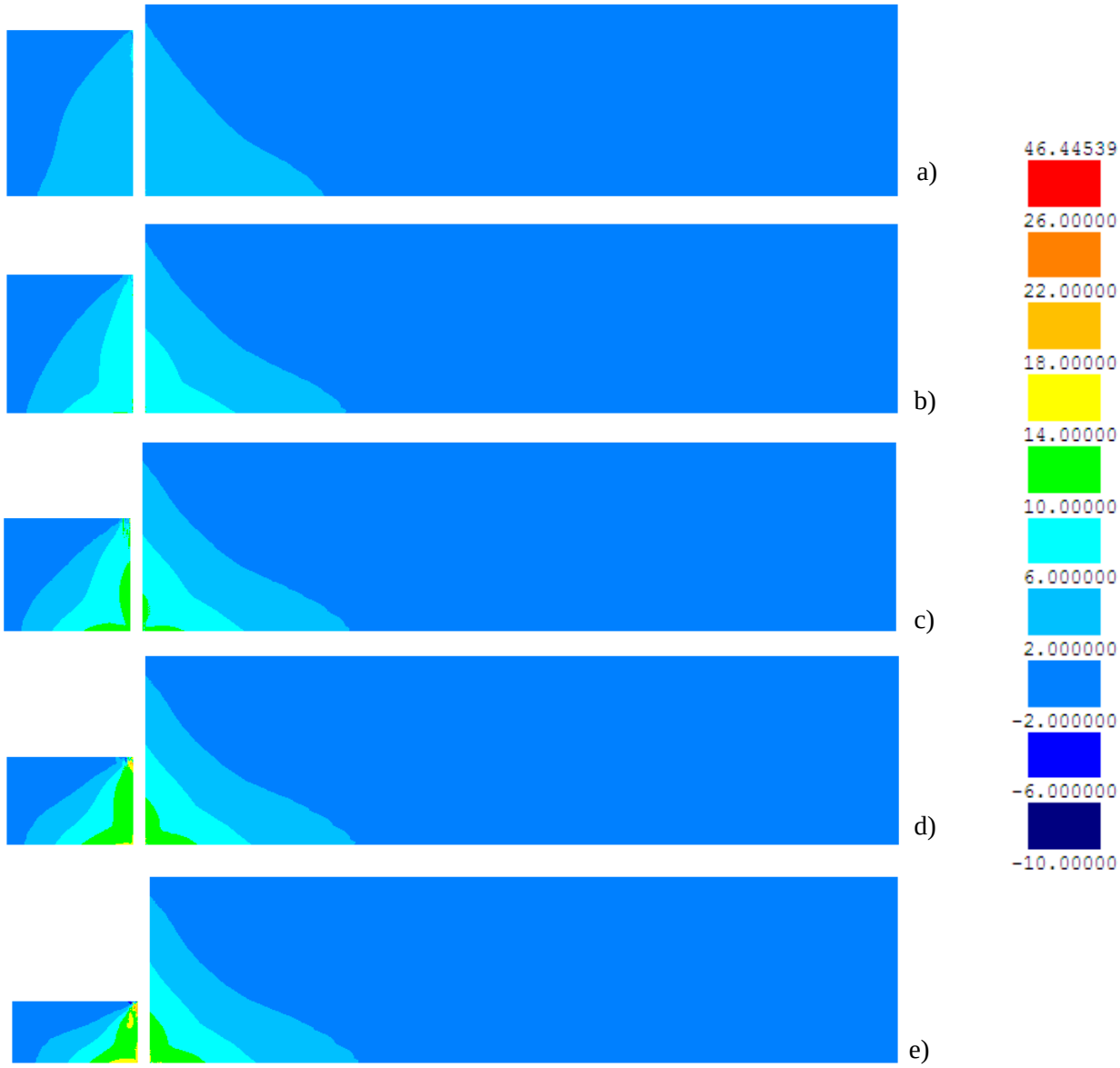


Figura 3.15 - Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τxy) no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação

Pode-se observar na Figura 3.16 os resultados gráficos relativos ao nível de tensão em várias fases da escavação. O nível de tensão quantifica proximidade do estado de tensão ao estado crítico, sendo este definido por:

$$SL = \frac{q}{p \cdot M}\,, \tag{3.8}$$

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

Para solos normalmente consolidados, o nível de tensão está compreendido entre 0 e 1, em que o nível de tensão igual a 1 corresponde ao estado crítico. Tendo em atenção a expressão 3.8 constata-se que o nível de tensão aumenta quando a tensão de desvio (q) aumenta e/ou a tensão média (p) diminui.

Os resultados dos níveis de tensão estão apresentados na Figura 3.16. Por comparação com a extremidade direita do terreno, que se encontra afastada o suficiente para que os níveis de tensão não tenham sofrido variação nessa zona, pode-se concluir que:

- no lado suportado, o nível de tensão aumenta próximo parede de betão armado, alastrando com a escavação a área de maiores níveis de tensão;
- no lado escavado, o nível de tensão atinge valores próximo do nível crítico numa camada imediatamente abaixo da superfície escavada (devido à diminuição das tensões efectivas nessa zona, como visto atrás) e ocorre uma diminuição do nível de tensão para maiores profundidades como consequência do aumento de tensão efectiva horizontal (excepto junto à parede onde o nível de tensão aumenta devido às tensões de corte nessa zona, como visto anteriormente).

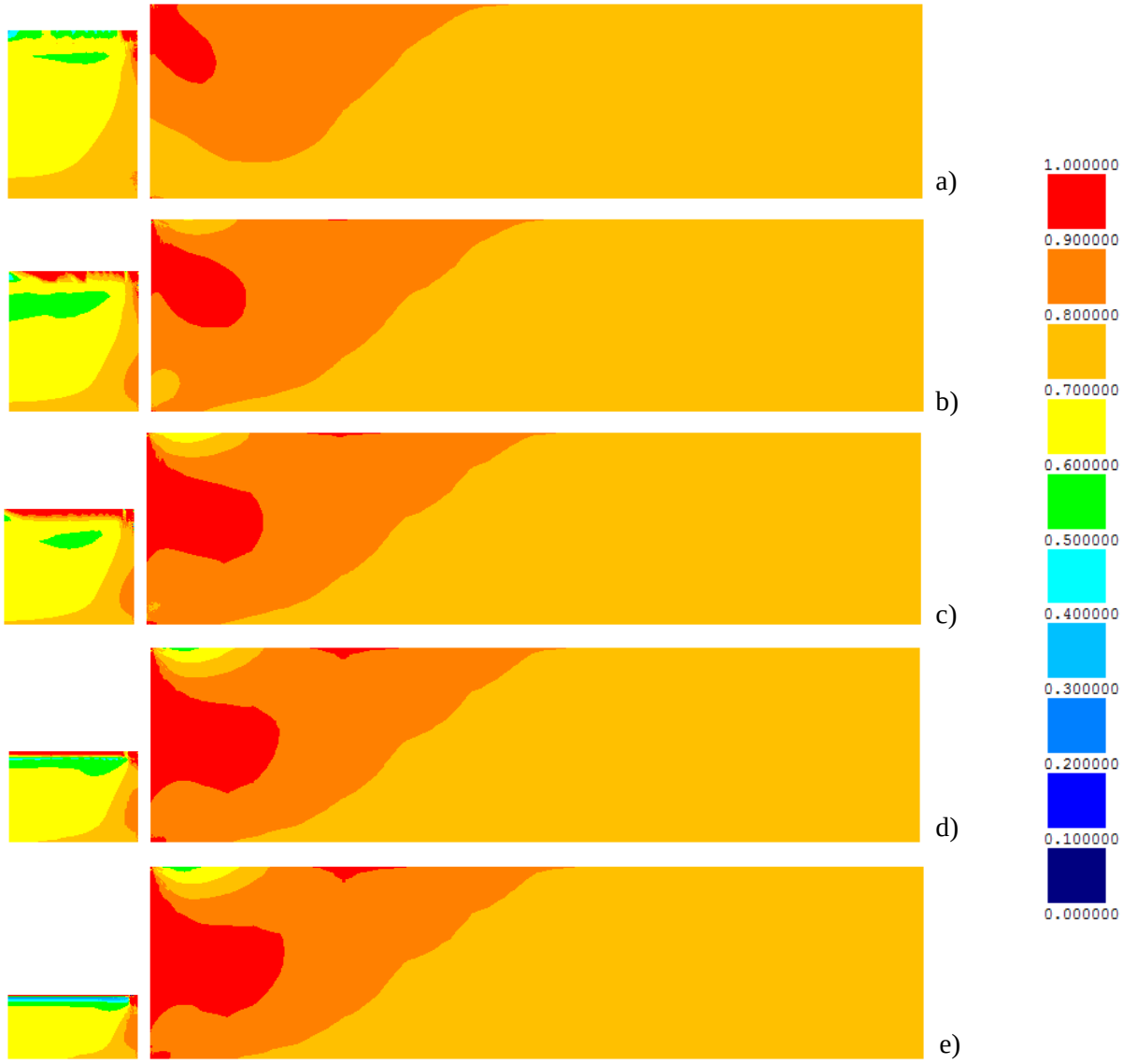


Figura 3.16 - Níveis de tensão no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10,0m de escavação

Na Figura 3.17, mostram-se as cruzetas de tensão efectivas principais relativas ao maciço argiloso mole, de forma a acrescentar informação sobre os estados de tensão. As figuras representam três alturas de escavação. Da análise desta figura, realça-se principalmente a rotação das cruzetas de tensão com a escavação nas zonas mais próximas da parede, quer do lado suportado, quer do lado escavado, associadas ao aumento das tensões de corte nessas zonas, o que provoca o aumento do nível de tensão, como visto anteriormente.

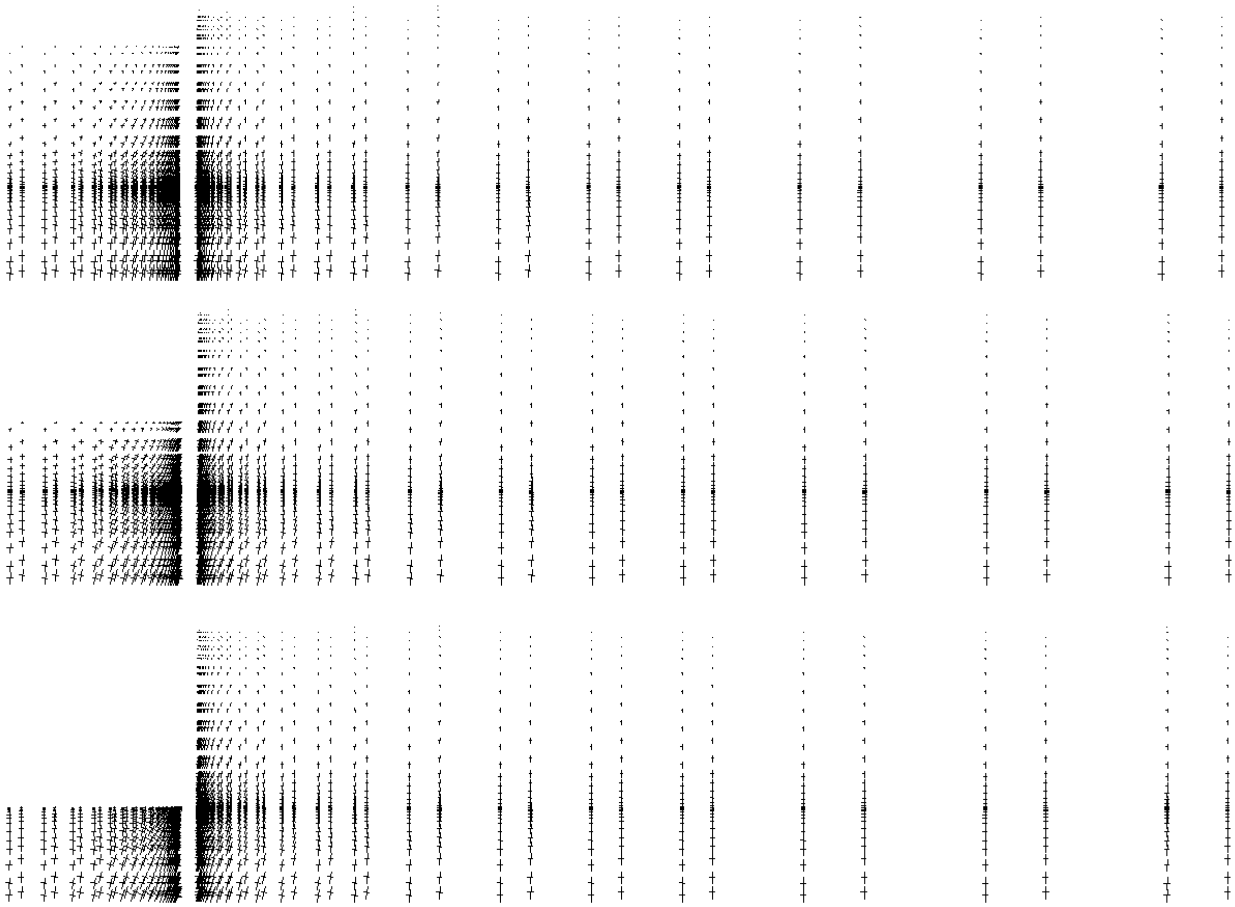


Figura 3.17 - Tensões principais efectivas no decurso da escavação: a) 2m de escavação; b) 6m de escavação; c) 10m de escavação

3.4.2.2 Pressões de terra sobre as faces da cortina

A Figura 3.18 reproduz as distribuições das tensões horizontais totais (tensão horizontal efectiva mais pressão neutra), denominadas também por "pressões de terra". As pressões positivas representam as exercidas sobre o lado suportado e as negativas as pressões na face do lado escavado.

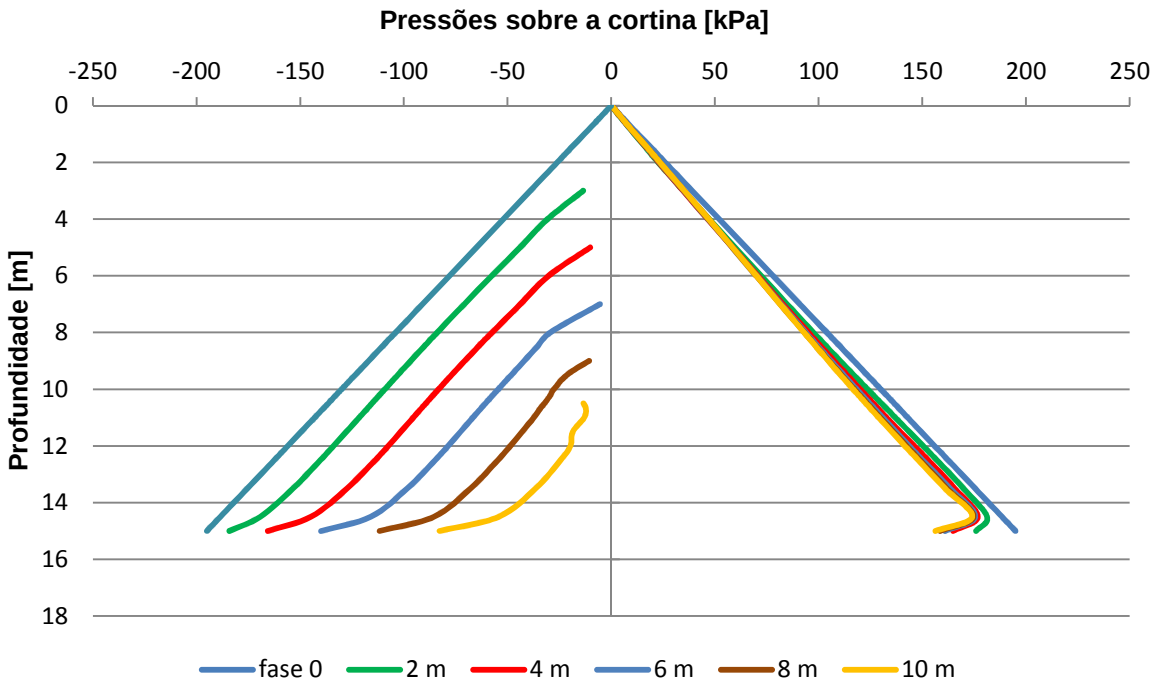


Figura 3.18 - Pressões de terras sobre as faces da cortina nas diferentes fases de escavação

Através da análise da Figura 3.18, é possível aferir que há uma diminuição das pressões sobre a parede de contenção do lado escavado ao longo da escavação, devendo-se este facto à descompressão provocada pela retirada de terras e variação do nível de água presente.

Do lado suportado, constata-se uma ligeira diminuição de valores de pressão durante as fases de escavação, devendo-se aos deslocamentos laterais da parede de contenção. Nota-se, no final das escavações, que o diagrama de pressões é ligeiramente não-linear (a redução das pressões é somente notória para profundidades superiores aos 3m), facto explicado pela existência de um certo efeito de arco no solo.

3.4.2.3 Deslocamentos

Ao longo da escavação vão-se desenvolvendo deslocamentos do terreno e da parede de contenção. Na Figura 3.19 apresentam-se as malhas deformadas em três fases de escavação, cujos deslocamentos foram ampliados 20 vezes.

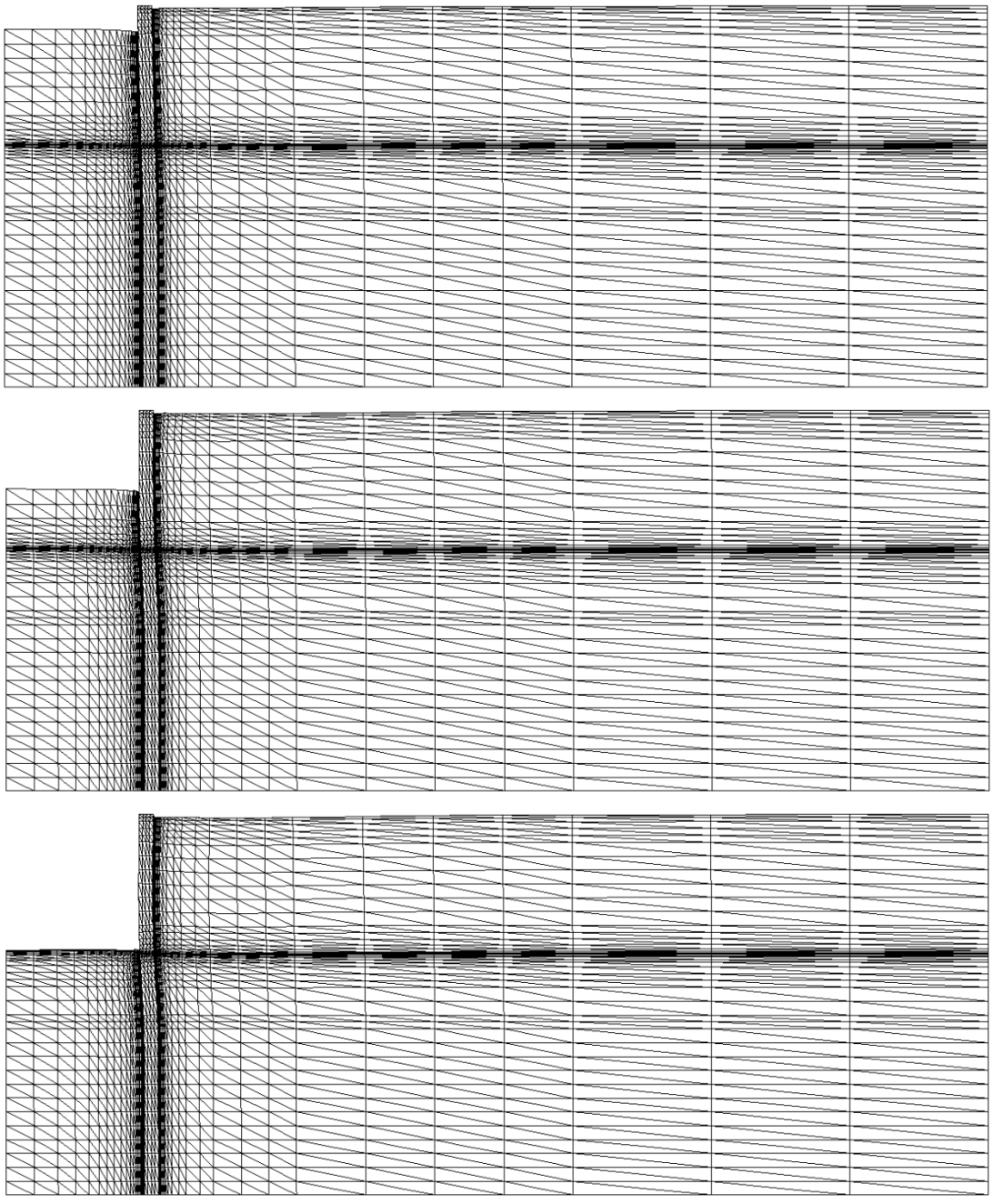


Figura 3.19 - Configuração das deformadas no decurso da escavação: a) 2m de escavação; b) 6m de escavação; c) 10,0m de escavação

De forma a melhor analisar os deslocamentos da parede e do maciço, serão apresentados seguidamente vários gráficos de deslocamentos.

A Figura 3.20 quantifica os deslocamentos laterais da parede nas diversas fases de escavação.

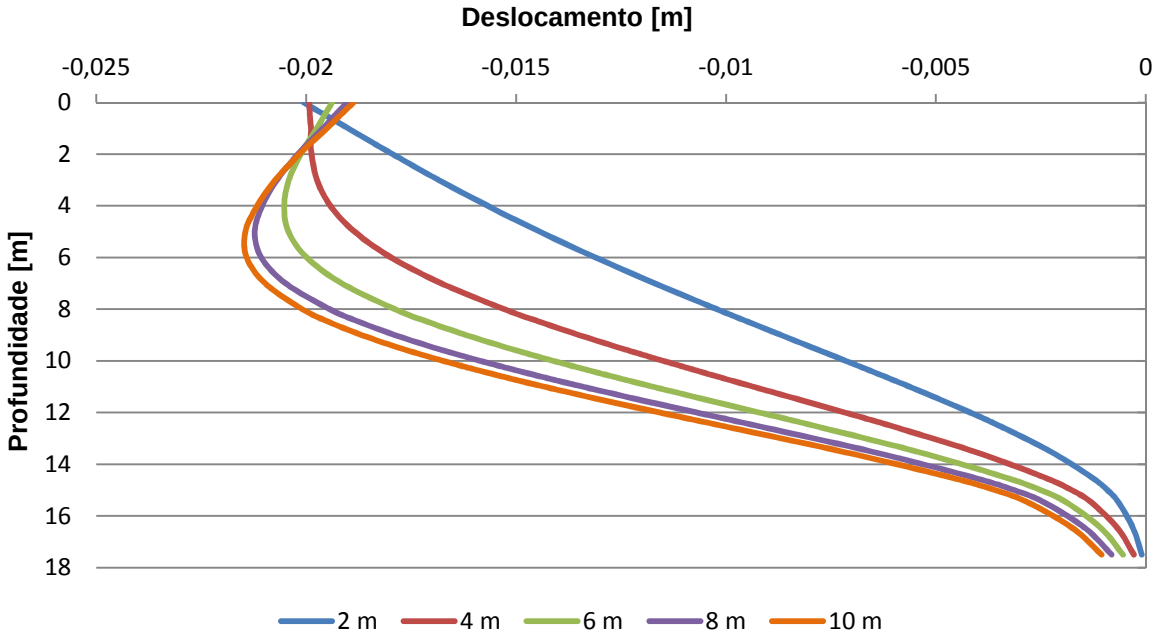


Figura 3.20 - Deslocamentos laterais da cortina nas diferentes fases de escavação

Através desta figura é possível observar que, existe um comportamento quase linear na primeira fase representada, ou seja, aos 2 metros de escavação, uma vez que a parede se comporta como auto-portante até à colocação do primeiro nível de apoio (banda de laje).

Até aos 4 metros escavados, apenas a primeira banda de laje se encontra posicionada (a 1m de profundidade), sendo possível reparar que a partir dos 2m de escavação existe já uma limitação nos deslocamentos nos primeiros metros a contar da superfície. Isto deve-se à betonagem da primeira estrutura de apoio. Esta constatação pode ser transposta às fases seguintes de escavação, já que com a retirada de terras, os deslocamentos para as cotas mais superficiais não sofrem grandes alterações.

Com o aumento de altura escavada, a concavidade de deformação vai também aumentado, como seria de esperar, pela retirada de apoio providenciado pelas terras anteriormente presentes.

Aos 6 metros, a segunda banda de laje já está posicionada, à cota de 4 metros, o que limita o aumento dos deslocamentos a esta altura para as fases subsequentes de escavação.

Com o desenvolvimento da escavação e o acrescentar das estruturas de apoio a variação da deformada vai-se tornando cada vez menos expressiva.

O valor máximo de deslocamento da parede no final da escavação é de cerca de 2,14 cm e processa aproximadamente 4m acima da base de escavação.

Nas Figuras 3.21 e 3.22 apresentam-se, respectivamente, os deslocamentos horizontais e verticais da superfície de terreno do lado suportado.

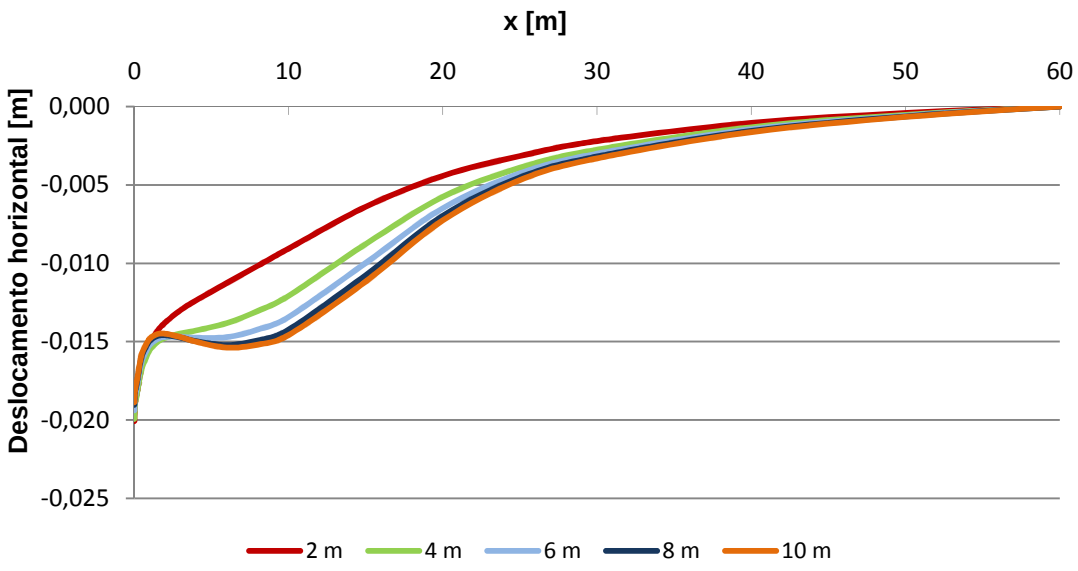


Figura 3.21 - Deslocamentos horizontais da superfície do terreno do lado suportado nas diferentes fases de escavação

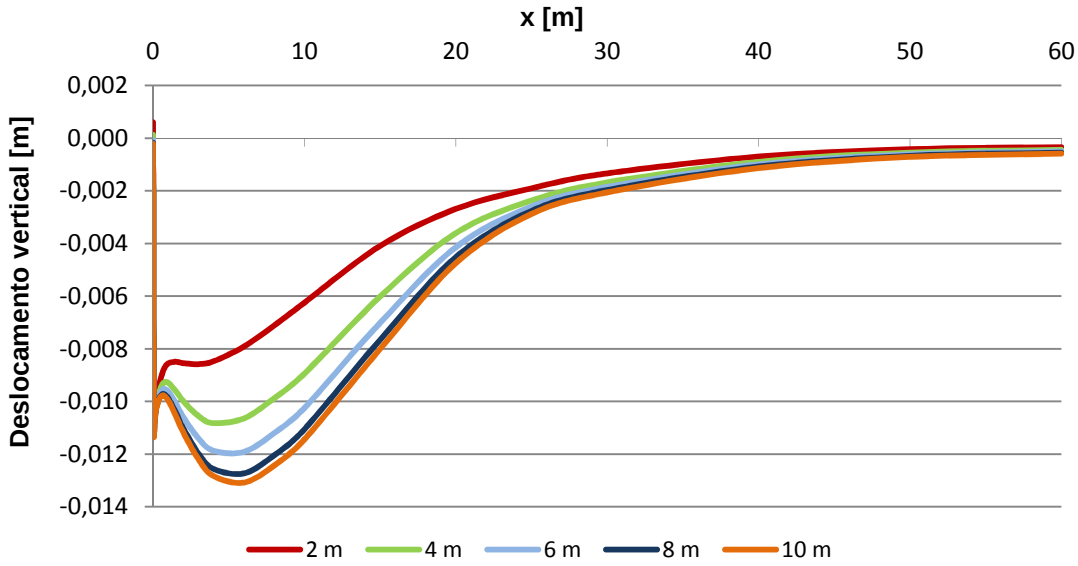


Figura 3.22 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno do lado suportado nas diferentes fases de escavação

As Figuras 3.21 e 3.22 possibilitam uma avaliação quantitativa da influência que a utilização deste tipo de contenção poderá ter nos terrenos suportados e consequentemente nas estruturas vizinhas.

O deslocamento horizontal da superfície do terreno é crescente com a profundidade de escavação. O deslocamento máximo ocorre junto à face da parede.

Em relação ao deslocamento vertical da superfície, nota-se que, no final da escavação, a curva dos assentamentos apresenta uma forma côncava, típica neste tipo de obras de contenção apoiadas. O valor

máximo, de cerca de 13 mm, é atingido perto da distância de 6 metros da parede de suporte de terras. No caso do fundo de escavação, a superfície apresenta os deslocamentos verticais observáveis na Figura 3.23.

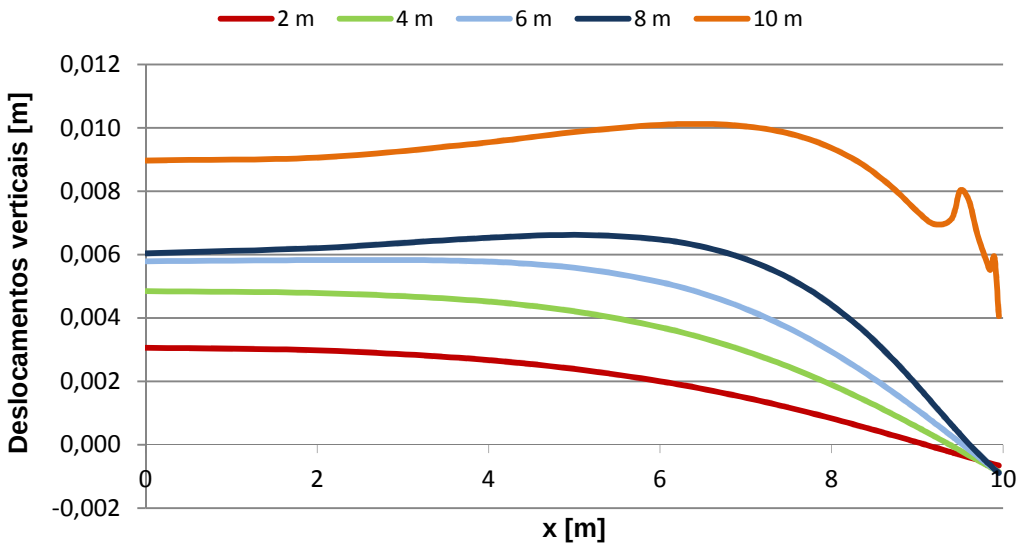


Figura 3.23 - Deslocamento vertical do fundo de escavação nas diferentes fases de escavação

Neste caso, o levantamento do solo toma aumenta, naturalmente, com a evolução da escavação. Nas três primeiras fases, o levantamento possui maior valor no eixo de simetria, diminuindo de valor com o aproximar da parede de contenção. Contudo, nas fases correspondentes aos 8 e 10 metros escavados o levantamento máximo já não ocorre no eixo de simetria, mas mais perto da parede (aproximadamente a 4m desta).

3.4.2.4 Momentos flectores da cortina

Na Figura seguinte, 3.24, é apresentado o diagrama de momentos flectores instalados na cortina e o seu desenvolvimento ao longo do período de construção.

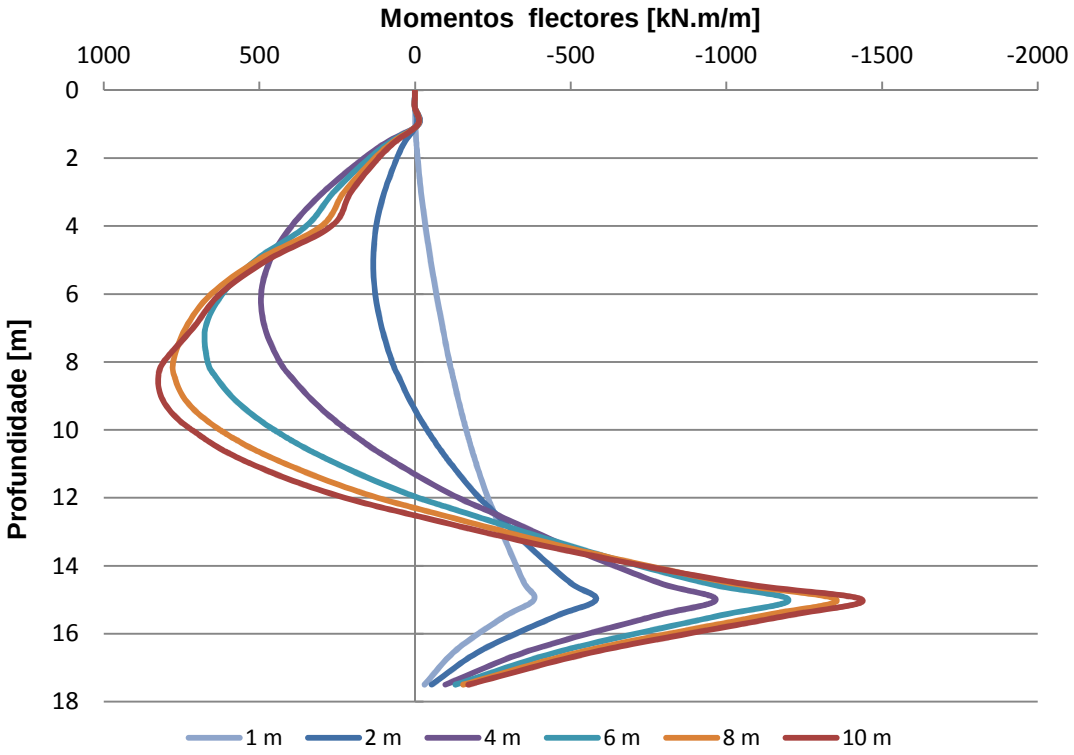


Figura 3.24 - Diagrama de momentos flectores nas diferentes fases de escavação

Na primeira fase, apenas estão aplicados na parede momentos negativos, com a existência de um pico de momento à profundidade de 15 metros, correspondente ao início do estrato rígido onde a parede apoia inferiormente. Este momento negativo traduz um "certo encastramento" da parede no estrato rígido. A posição deste valor máximo mantém-se nas restantes fases, passando a mobilizar-se também momentos positivos para menores profundidades. O valor do momento máximo negativo é de 1435,7 kN.m/m e momento positivo de 825,1 kN.m/m.

3.4.2.5 Esforços nas bandas de laje

A Figura 3.25 revela a carga distribuída aplicada nas bandas de laje ao longo do processo de escavação. A numeração das bandas de laje está definida pela ordem de colocação. Sobre as três bandas de laje estão a actuar esforços de compressão, sendo o valor máximo para as duas primeiras relativamente semelhantes, atingindo a última banda de laje valores consideravelmente mais reduzidos. Com a colocação da segunda banda de laje, o esforço presente na primeira diminui.

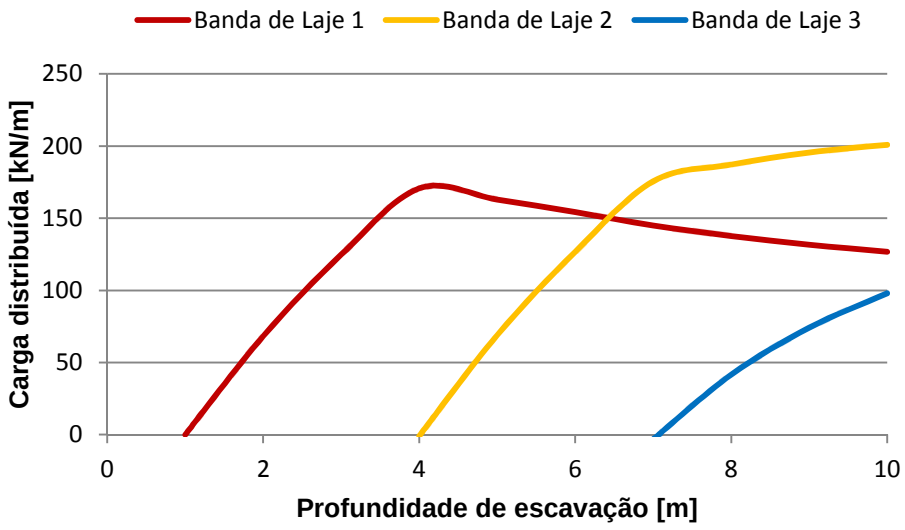


Figura 3.25 – Carga distribuída nas bandas de laje ao longo das fases de escavação

3.4.3 COMPORTAMENTO DE PÓS-ESCAVAÇÃO

3.4.3.1 Considerações Gerais

No sub-capítulo anterior, foram apresentados e analisados os resultados mais relevantes relativos ao comportamento do problema em estudo, durante o período de escavação. Devido à permeabilidade característica do solo e à rapidez de execução da escavação são originados gradientes hidráulicos, que demoram um período considerável de tempo a dissipar e que consequentemente provocam variações dos estados de tensão e de deformação no maciço após o período de escavação. Este fenómeno é caracterizado pelo processo de escoamento transitório associado à transferência de pressão do fluido intersticial para o esqueleto sólido (Borges, 1995; Costa, 2005).

De forma a melhor entender o comportamento da estrutura de contenção e do maciço de terras, procede-se, neste ponto, ao estudo desse comportamento diferido no tempo, até se completar o processo de consolidação.

3.4.3.2 Evolução do estado de tensão

Na Figura 3.26 são ilustrados os resultados relativos aos excessos de pressão neutra em várias fases de consolidação. Para as mesmas fases, apresentam-se na Figura 3.27 as pressões neutras instaladas.

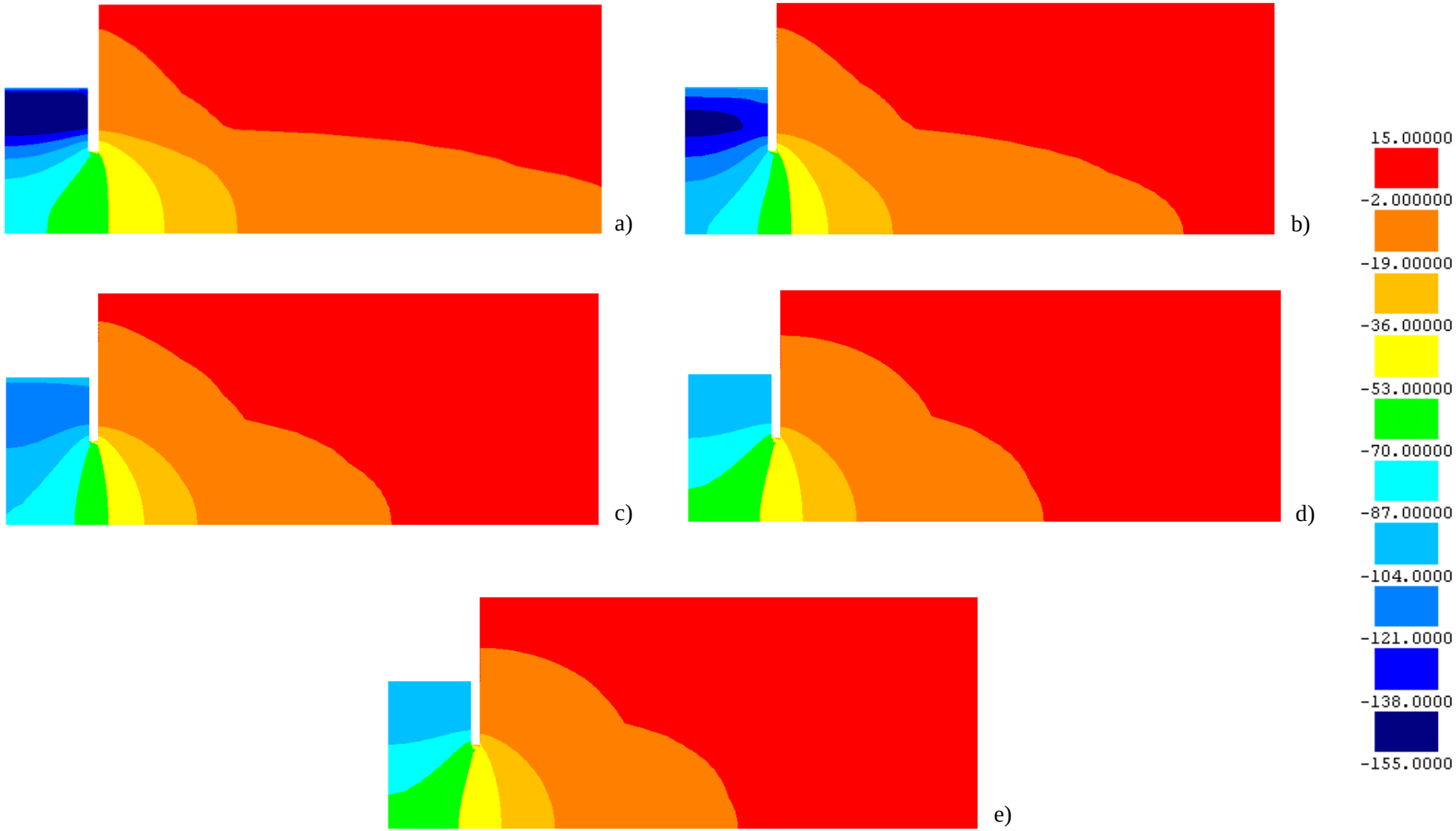


Figura 3.26 - Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação

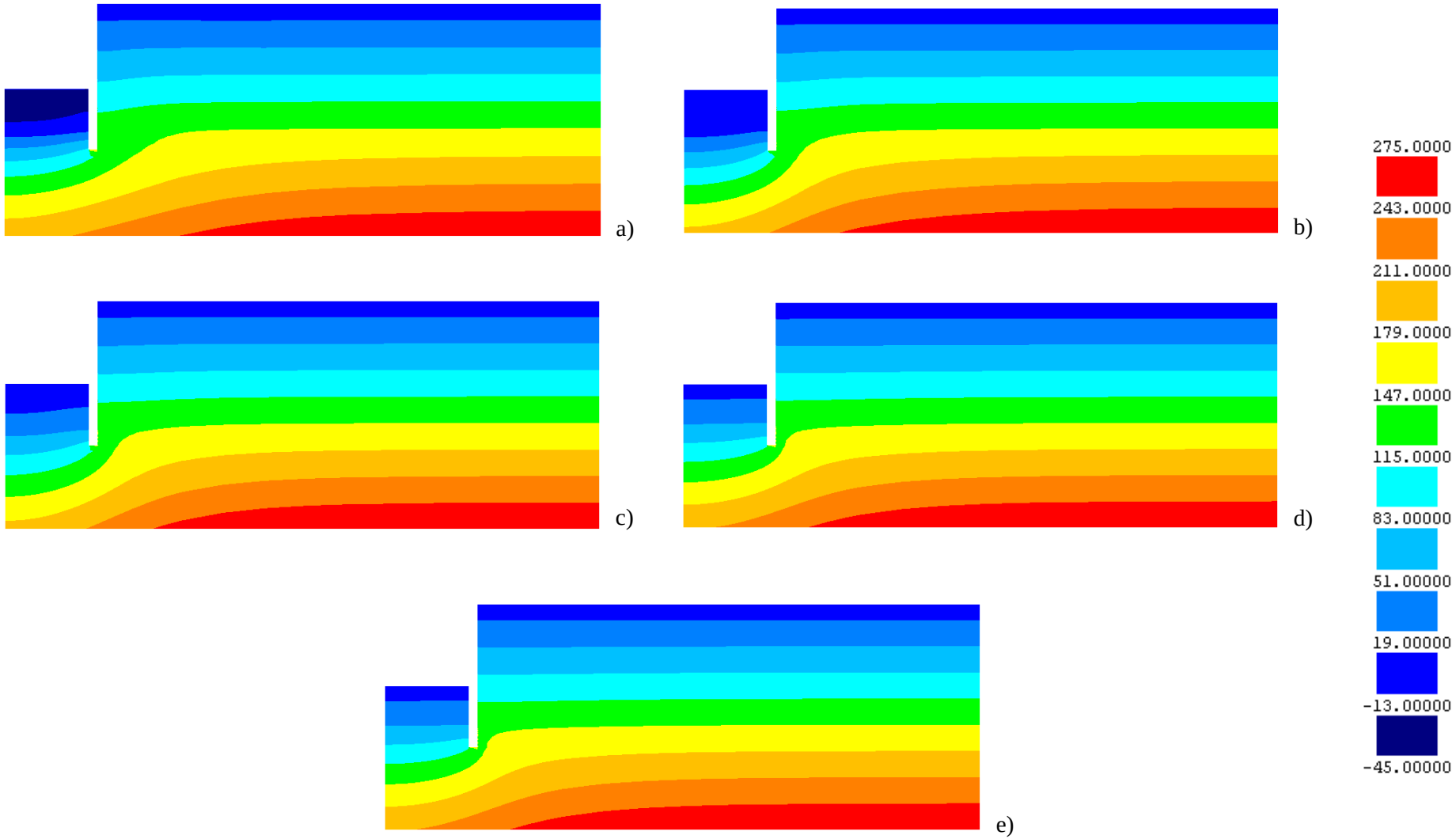


Figura 3.27 - Pressões neutras no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação

Por observação das figuras relativas aos valores de pressão neutra, é possível aferir que:

- as variações dos excessos de pressão neutra correspondem a uma diminuição do valor absoluto de excesso de pressão neutra devido à dissipação dos excessos de pressão neutra provocados na fase de escavação;
- ocorre uma maior variação do lado escavado, com maior destaque na zona central de escavação por alteração da cota do nível freático e da escavação do terreno;
- 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 (10 m) nos dois lados.

Na Figura 3.28 apresentam-se os incrementos de tensão efectiva horizontal e na Figura 3.29 a tensão efectiva horizontal. Relativamente a estes resultados é possível concluir que:

- do lado escavado, ocorre uma diminuição das tensões efectivas horizontais (incrementos negativos), no início com maior preponderância junto à superfície de escavação, alargando posteriormente a grande parte da argila mole do lado escavado;
- do lado suportado ocorre também um incremento negativo da tensão horizontal, com maior valor junto à parede. No entanto ocorre uma diminuição da área de incremento negativo com o decorrer da consolidação nas zonas mais afastadas da parede.

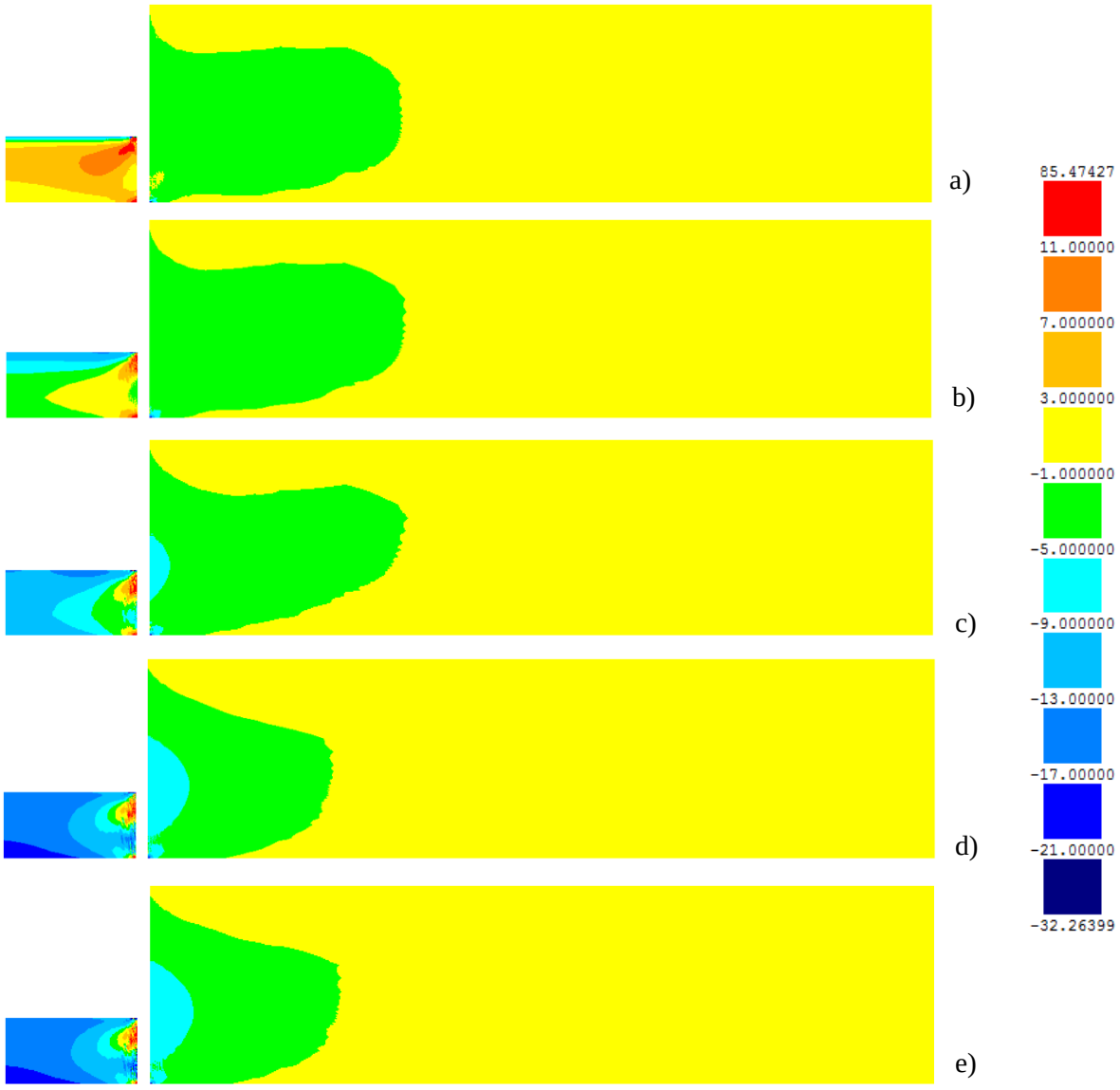


Figura 3.28 - Incrementos de tensão efectiva horizontal no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação

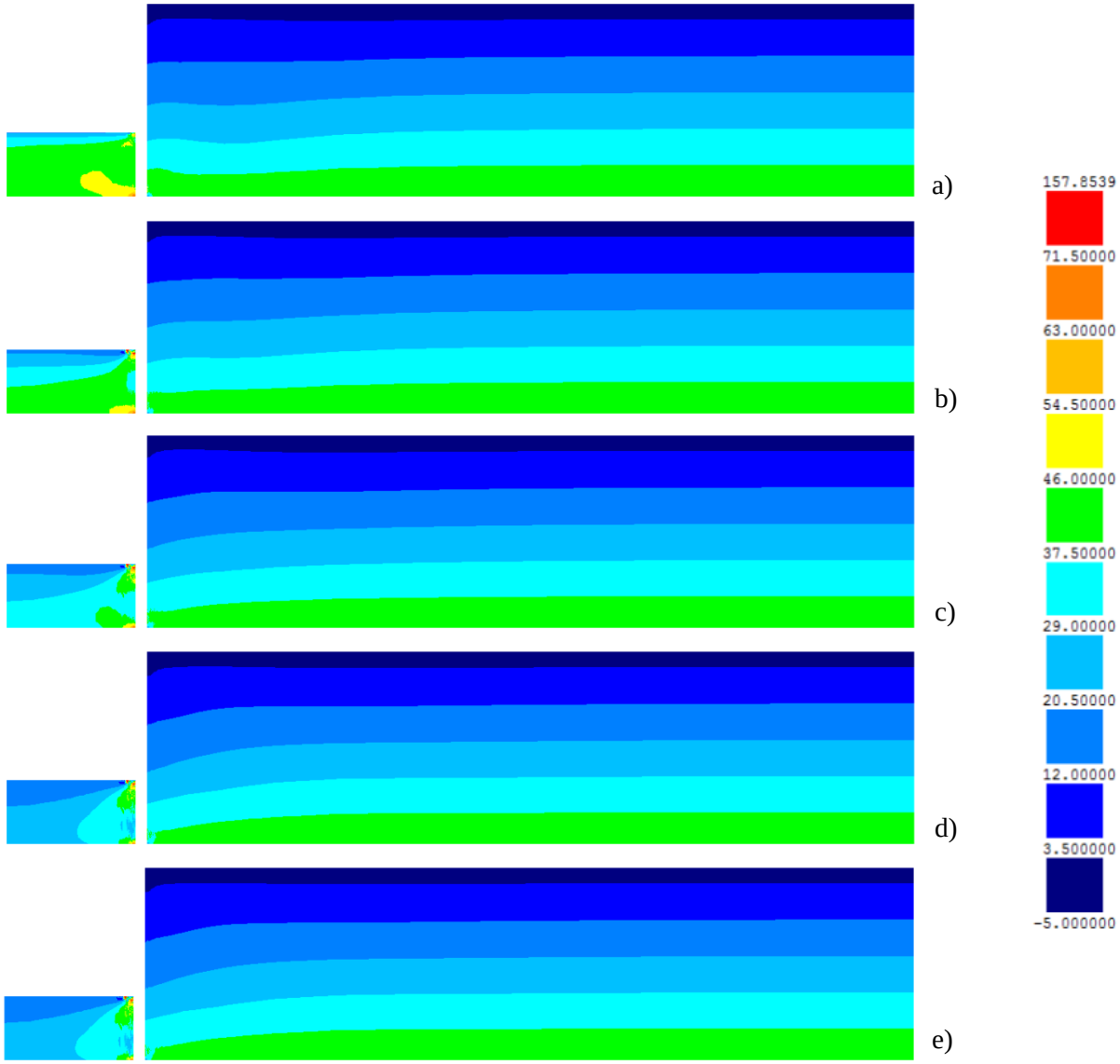


Figura 3.29 - Tensão efectiva horizontal no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação

Em relação às tensões efectivais verticais, cujas Figuras 3.30 e 3.31 representam respectivamente os incrementos de tensão efectiva vertical e as tensões efectivas verticais, é possível referir que:

- no lado escavado, ocorre uma diminuição das tensões efectivas verticais, tal como nas tensões horizontais. A diminuição da tensão efectiva vertical é superior à das tensões horizontais. A variação em ambas as direcções deve-se à dissipação dos excessos de pressão neutra negativos gerados no período de escavação;
- do lado suportado existe uma variação negativa de tensão ao longo da altura da parede, que vai tomando maior dimensão ao longo da consolidação, devido igualmente à dissipação de excessos de pressão neutra negativos nessa zona, que assume, no entanto, uma magnitude bastante menos expressiva que do lado escavado. O mesmo ocorre do lado escavado.

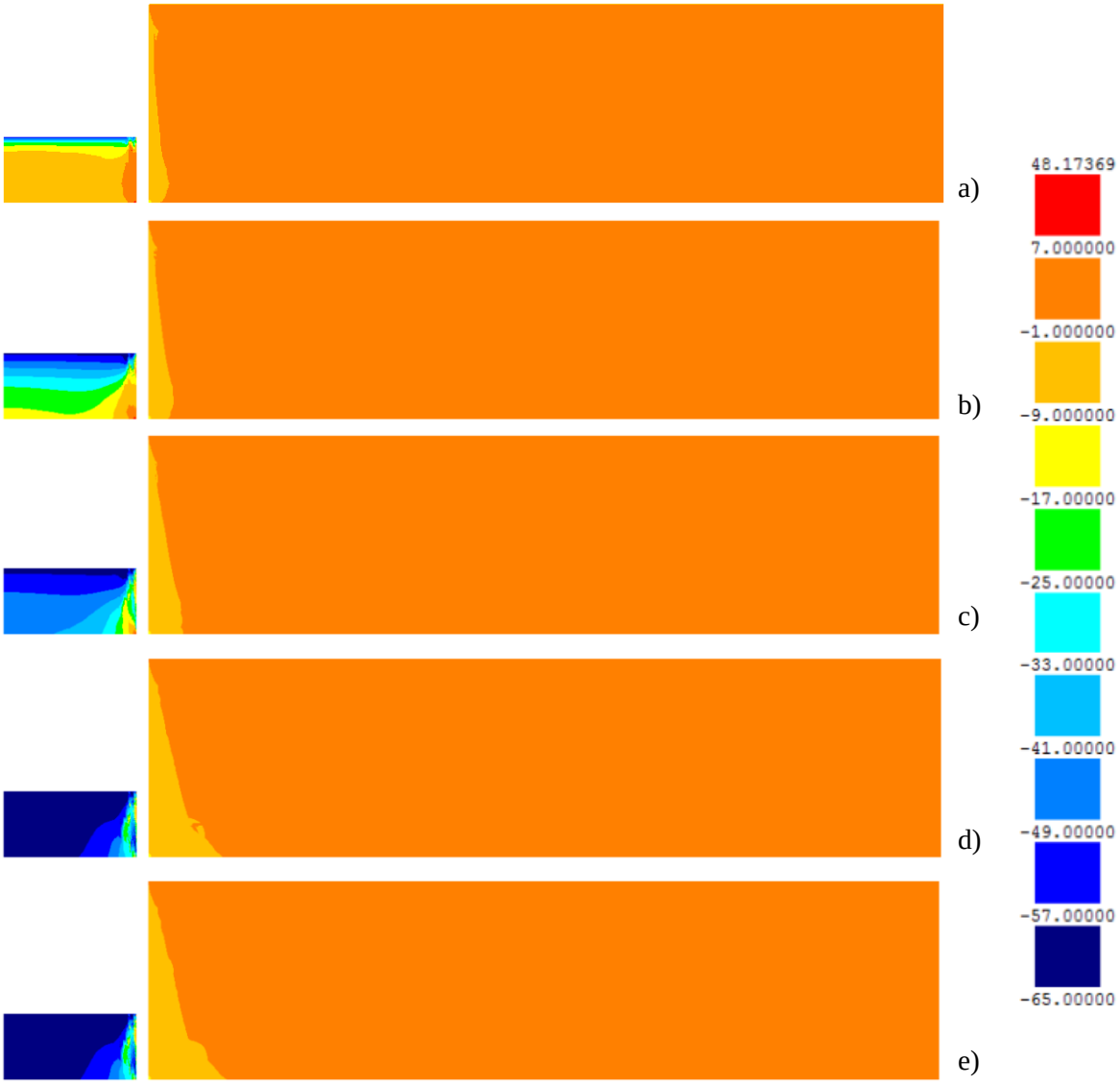


Figura 3.30 - Incrementos de tensão efectiva vertical no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação

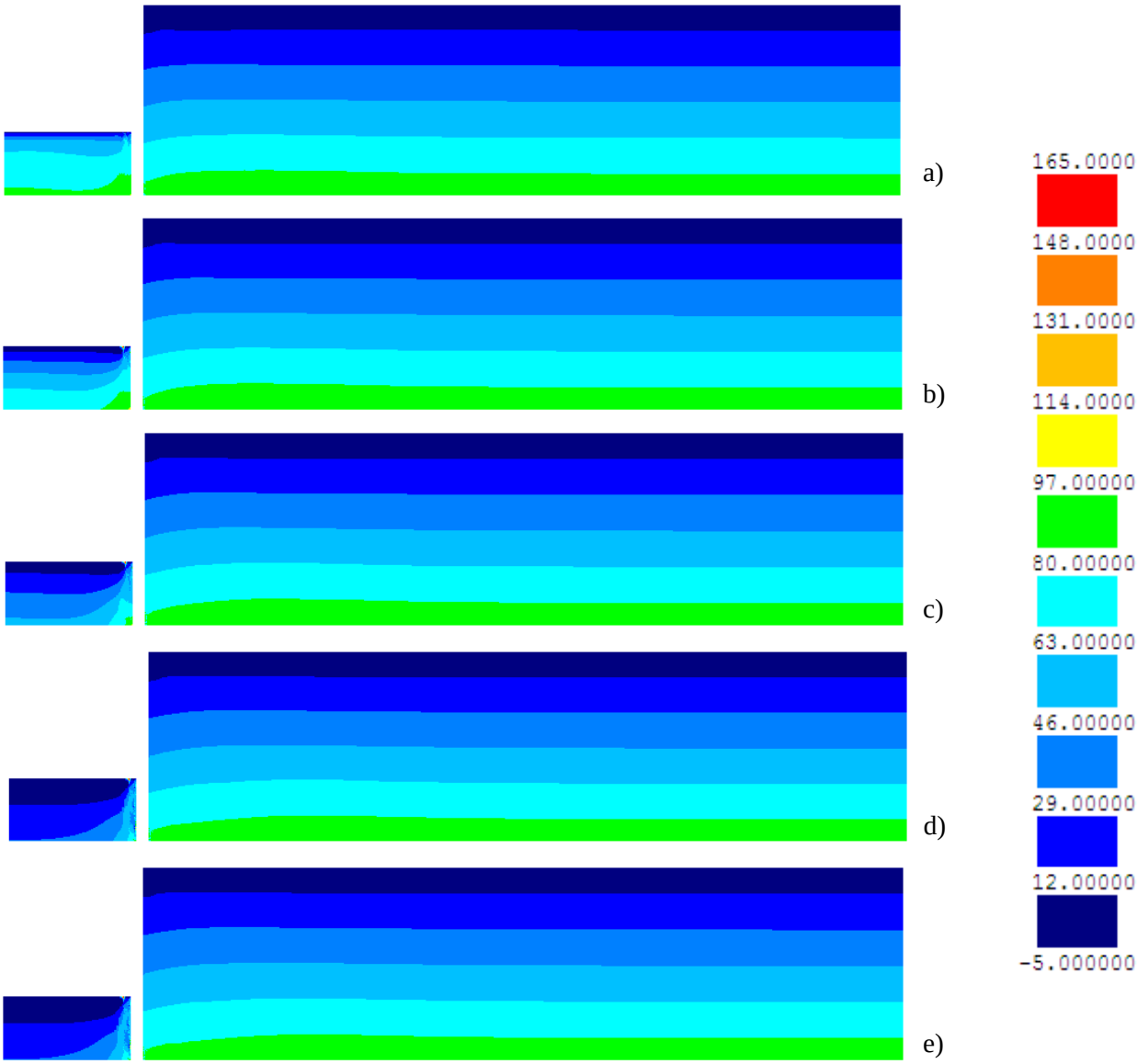


Figura 3.31 - Tensão efectiva vertical no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação

No que diz respeito à Figura 3.32, que representa as tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τxy), é possível concluir o seguinte:

- as tensões de corte sofrem variação mais significativa junto à parede de contenção, principalmente do lado escavado, devido às interacção solo-parede;
- no lado suportado, bem como do lado escavado nas zonas mais afastadas da parede, não se processam variações muito significativas, das tensões de corte com a consolidação;
- as tensões de corte, tal como durante o período de escavação, tendem para zero com o afastamento da escavação, demonstrando assim a diminuição da influência da escavação com a distância.

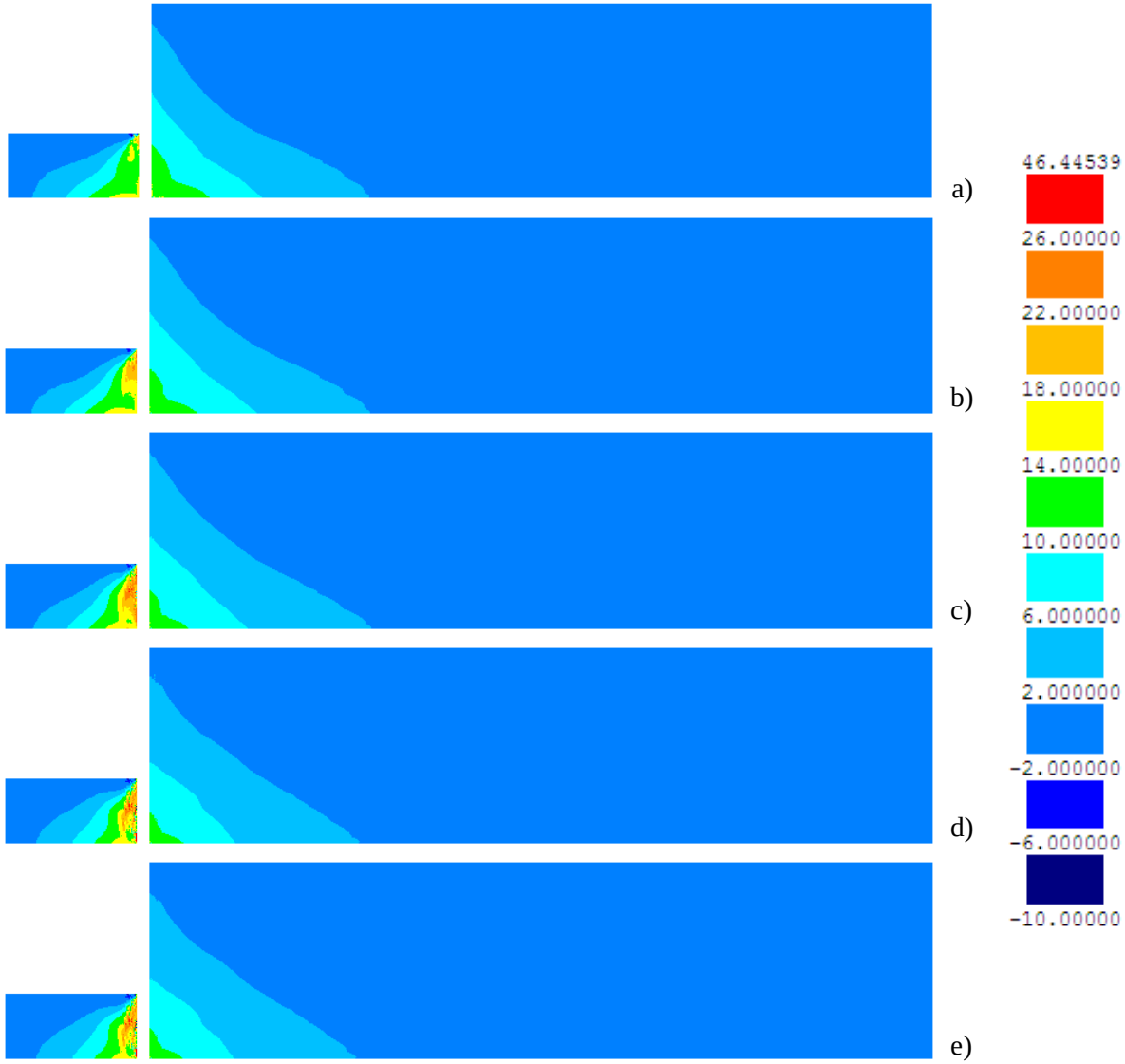


Figura 3.32 - Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τxy) no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação

No que diz respeito aos níveis de tensão, cuja evolução com o processo de consolidação está representada na Figura 3.33, pode-se comentar o seguinte:

- o nível de tensão varia com o decorrer da consolidação em maior grandeza do lado escavado, onde é atingido o estado crítico em grande parte do maciço (devido à diminuição da tensão média efectiva), ocorrendo também um alastramento da área de maiores níveis de tensão ao longo da parede, por aumento das tensões de corte;
- no lado suportado, apenas ocorre uma pequena variação da forma do terreno em estado crítico, diminuindo a extensão horizontal, mas mantendo o estado crítico ao longo da parede;

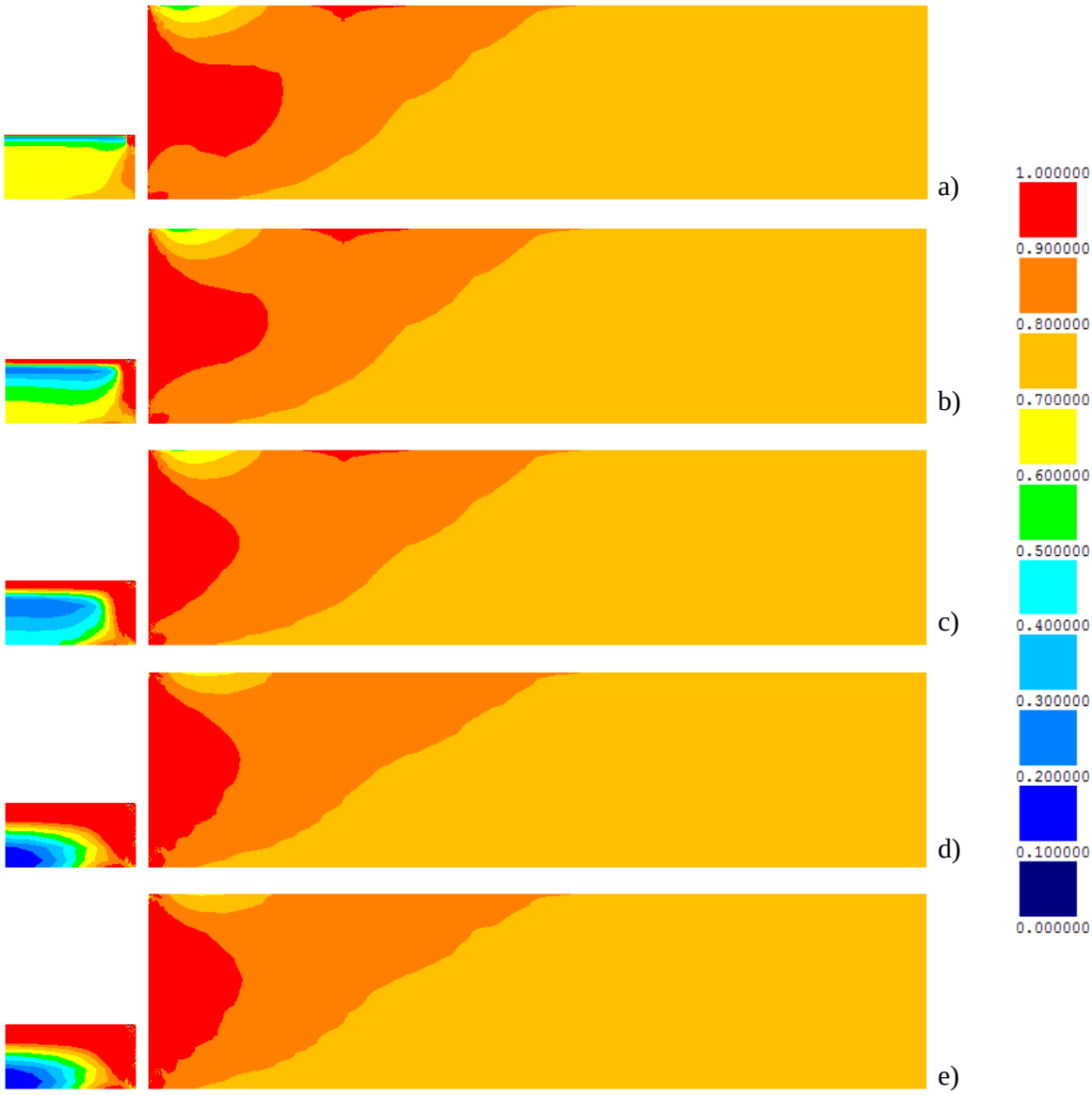


Figura 3.33 – Níveis de tensão no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) 47 dias após escavação; c) 7 meses após escavação; d) 4 anos após escavação; e) final da consolidação

Como forma de complementar o estudo da evolução dos estados de tensão, apresentam-se na figura 3.34, as cruzetas de tensão para dois tempos referentes à pós-escavação. O primeiro na altura imediatamente após o fim da escavação e o segundo no final da consolidação.

Analisando esta figura, pode-se salientar a rotação das cruzetas de tensão nas zonas junto à parede, principalmente do lado escavado, devido ao aumento das tensões de corte nessas zonas, bem como a diminuição do tamanho das cruzetas do lado escavado com a consolidação, devido à diminuição das tensões efectivas, como analisado anteriormente.

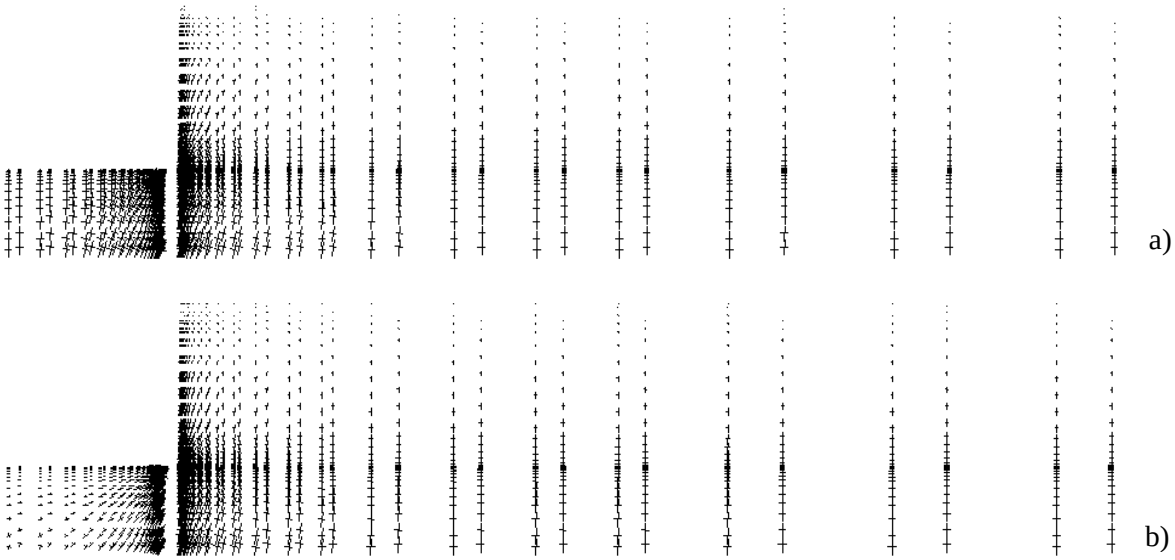


Figura 3.34 - Tensões principais efectivas no decurso da consolidação: a) final da escavação; b) final de consolidação

3.4.3.3 Pressões de terra sobre a parede

A Figura 3.35 representa as pressões de terra, também denominadas por tensões totais horizontais (tensão horizontal efectiva mais pressão neutra), aplicadas sobre os dois lados da cortina de contenção. Esta representação gráfica está limitada a duas alturas do estudo da consolidação, a fase inicial de pós-escavação e a fase final da consolidação.

Ao longo da consolidação do lado suportado não se observa nenhuma variação significativa das pressões de terra até à cota de escavação (10 metros); abaixo desta cota ocorre um aumento das pressões, contrariamente a que se sucedeu na fase de escavação. No lado escavado ocorre também um aumento das pressões, este facto deve-se a um aumento da pressão de água e diminuição da tensão média efectiva, resultando num aumento de volume. Este aumento, na direcção horizontal, é, em grande, impedido pela estrutura da parede, provocando um aumento de pressões nesta. Como se poderá ver mais à frente (Fig. 3.37), este efeito de aumento das pressões de terra sobre a parede do lado escavado durante a consolidação provoca mesmo um pequeno recuo dos deslocamentos da parede, abaixo da cota de escavação, o que explica também o ligeiro aumento de pressões de terra na face do lado suportado da parede, como referido.

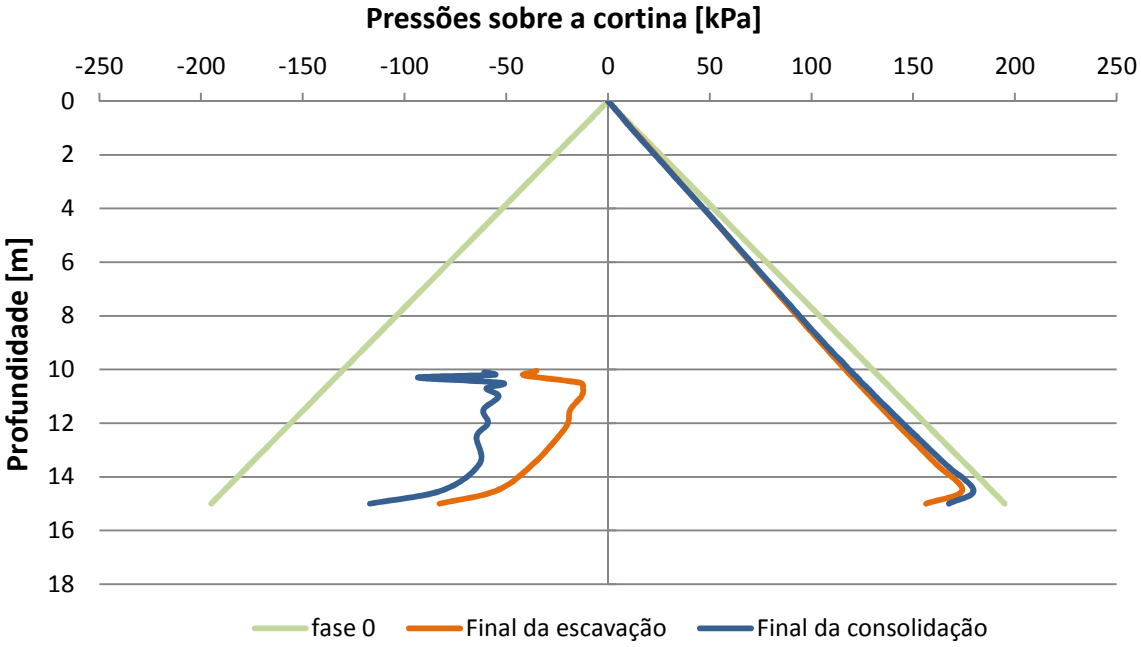


Figura 3.35 - Pressões de terras sobre as faces da cortina

3.4.3.4 Deslocamentos

A actuação de pressões de terreno sobre a parede de contenção provoca deformação na estrutura. Na Figura 3.36 é possível observar a malha deformada de todo o maciço argiloso mole em que os deslocamentos foram ampliados 20 vezes.

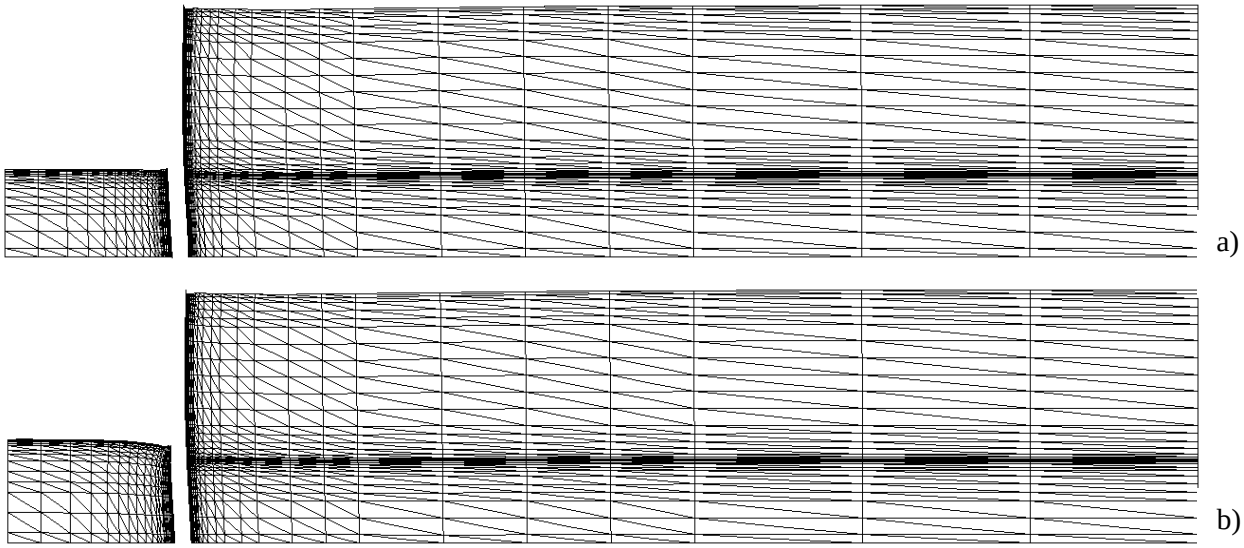


Figura 3.36 - Configuração das deformadas durante a consolidação: a) final de escavação; b) final de consolidação

Contudo, não é possível quantificar a partir da figura anterior, os deslocamentos da parede de contenção, como tal procede-se à análise dos deslocamentos da estrutura de contenção obtidos com base nos deslocamentos dos nós da parede (Figura 3.37).

Como se pode observar, ocorre uma pequena diminuição do deslocamento horizontal da parede abaixo da profundidade de 7 metros e um ligeiro aumento acima. Este resultado pode ser explicado em conjunto com a variação de pressões sobre a cortina analisada no ponto anterior, sobretudo pelo aumento considerável de pressões aplicadas na parede do lado escavado.

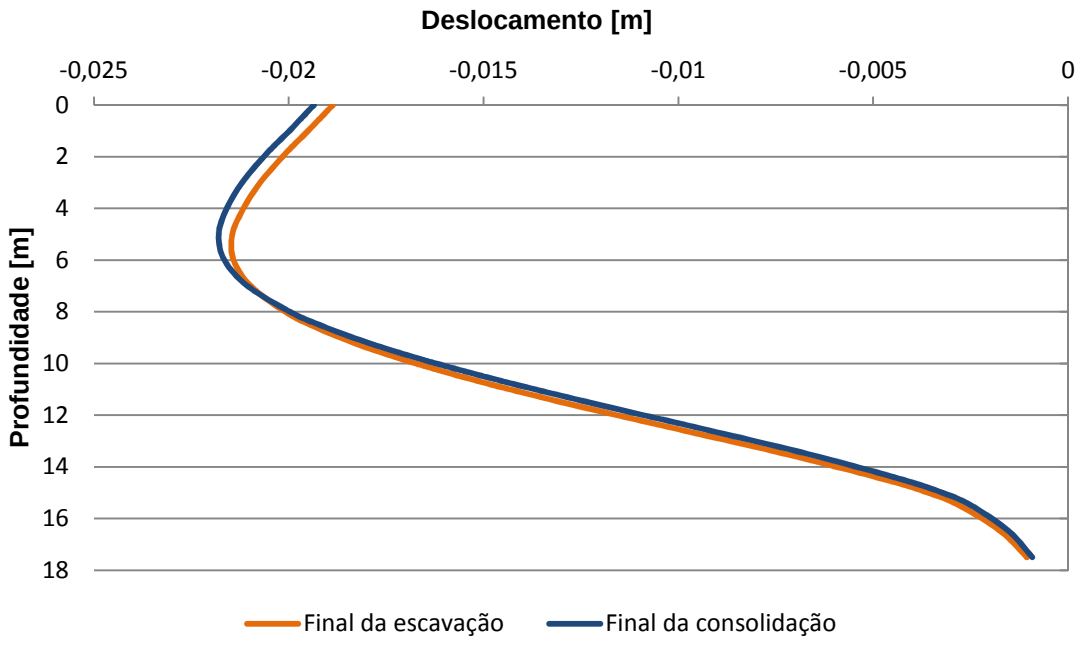


Figura 3.37 - Deslocamentos laterais da cortina

As Figuras 3.38 e 3.39 ilustram os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do lado suportado, para as fases de final da escavação e final da consolidação.

Analisando a Figura 3.38 referente ao deslocamento horizontal, verifica-se que o valor máximo de deslocamento ocorre junto à parede, não ocorrendo variação significativa entre o final da escavação e o final da consolidação. Comparando o final da escavação com o final da consolidação, existe uma diminuição dos deslocamentos horizontais em praticamente toda a superfície até cerca de 25 metros da parede, durante a consolidação.

No que se refere aos deslocamentos verticais, Figura 3.39, verifica-se uma diminuição do assentamento com o efeito de consolidação. O valor máximo, no final da escavação, é de 13 mm para uma distância à parede de 6 metros, sendo a posição do máximo relativo ao final da consolidação igual ao do final de escavação. Este pequeno efeito de levantamento do maciço suportado durante a consolidação está directamente associado ao aumento de volume do solo decorrente da dissipação dos excessos de pressão neutra negativos, embora este efeito, como já referido, não seja muito expressivo.

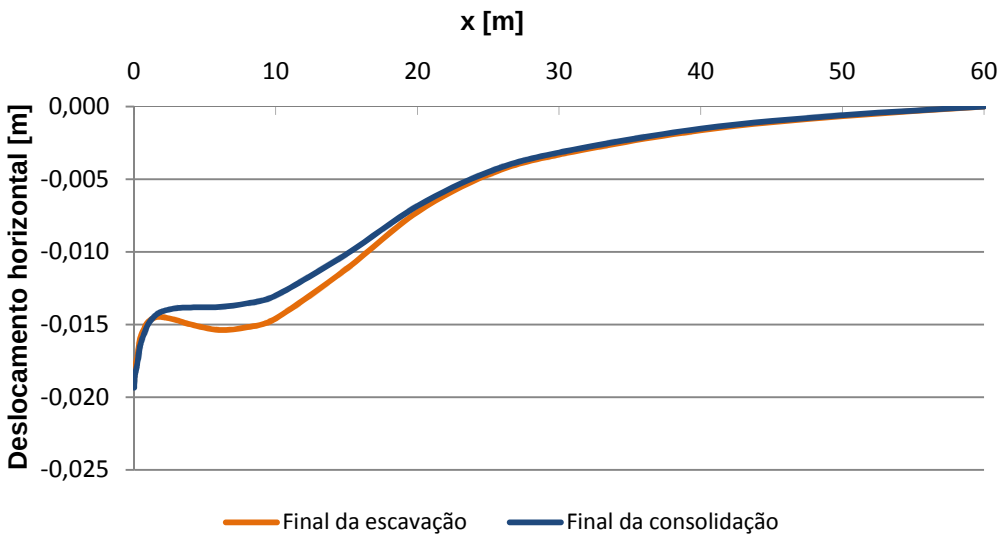


Figura 3.38 - Deslocamentos horizontais da superfície do terreno

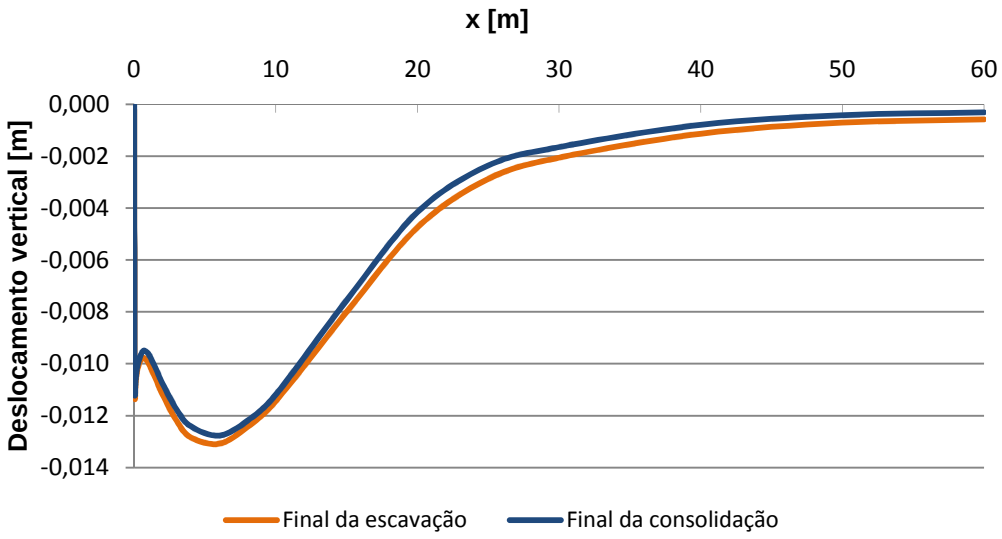


Figura 3.39 - Deslocamentos verticais da superfície do terreno

Na Figura 3.40 está representada a variação do deslocamento vertical na superfície do fundo de escavação. É atingido o valor máximo no eixo de simetria e no fim da consolidação; este facto deve-se, como dito anteriormente, à dissipação dos excessos de pressão neutra negativos e diminuição da tensão efectiva vertical abaixo da superfície de escavação. Esta variação, aliada ao confinamento provocado pelas paredes de contenção, determina que a expansão do maciço, devido à consolidação provoque essencialmente deslocamentos verticais. Como tal, ocorre uma variação positiva do deslocamento vertical, ou seja, levantamento do fundo da escavação.

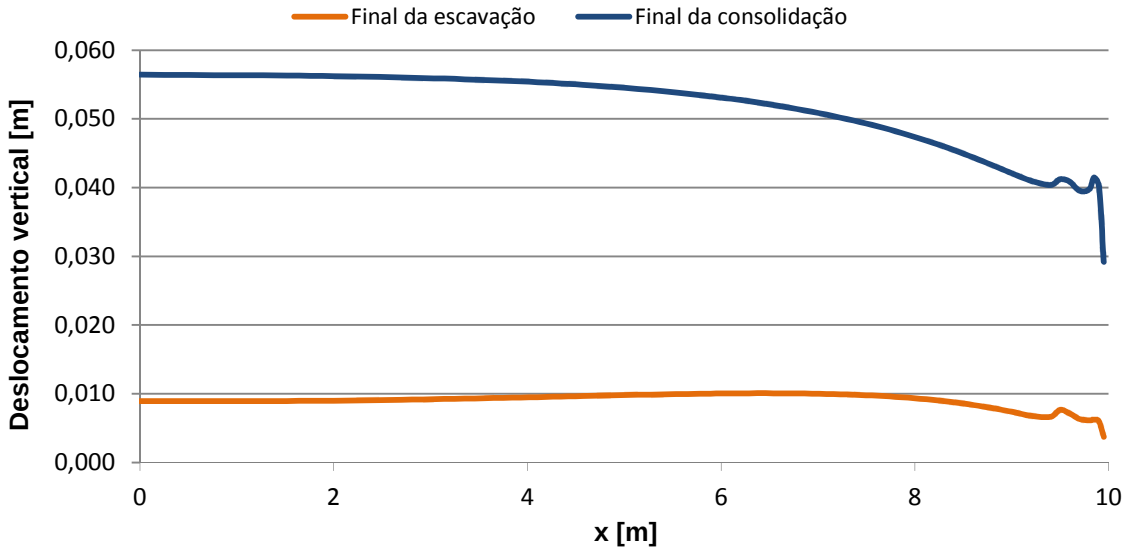


Figura 3.40 - Deslocamentos verticais do fundo de escavação

3.4.3.5 Momentos flectores na cortina

A Figura 3.41 representa os momentos flectores na parede no final da escavação e no fim da consolidação.

Na zona onde a parede se encontra encastrada na argila dura, quase não ocorrem variações de momentos aplicados, apenas uma diminuição do valor máximo negativo, tal como no primeiro metro a partir da superfície.

Desde o estrato rígido até sensivelmente à profundidade de 8 metros, os momentos flectores sofrem uma diminuição de valor, em contrapartida sofrem um aumento no espaço intermédio entre a primeira laje definitiva e a cota 2m acima da superfície final de escavação. Esta variação é explicada essencialmente pelo aumento da pressão de terras abaixo da escavação bem como pela variação dos esforços nos apoios (lajes definitivas), como a seguir se verá, o que provoca variação da deformada da parede.

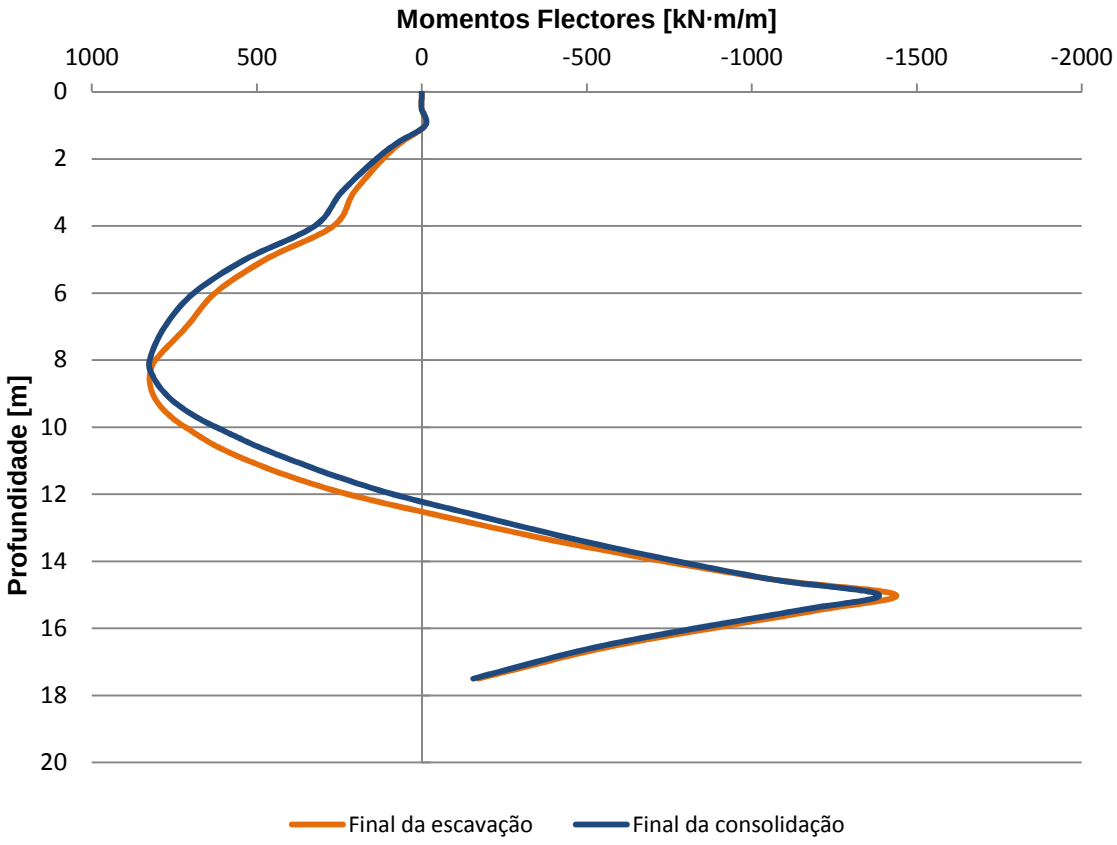


Figura 3.41 - Diagramas de momentos flectores na cortina

3.4.3.6 Esforços nas lajes definitivas

Os sistemas de apoio nesta fase já são definitivos e colocados na mesma posição que as anteriores bandas de laje. As lajes definitivas têm uma rigidez de maior valor que as bandas de laje, já que neste tipo de apoio não se realiza a simulação da deformação por flexão das lajes, apenas deformação axial da estrutura de apoio.

As duas primeiras lajes atingem o maior valor de esforço axial a longo prazo, respectivamente 145,6 e 185,7 kN para a laje 1 e 2. No entanto, a terceira laje sofre um pico de esforço axial na fase de pós-construção, 111 kN, estabilizando rapidamente para valores da mesma ordem de grandeza do valor obtido no fim da consolidação de 43,5 kN.

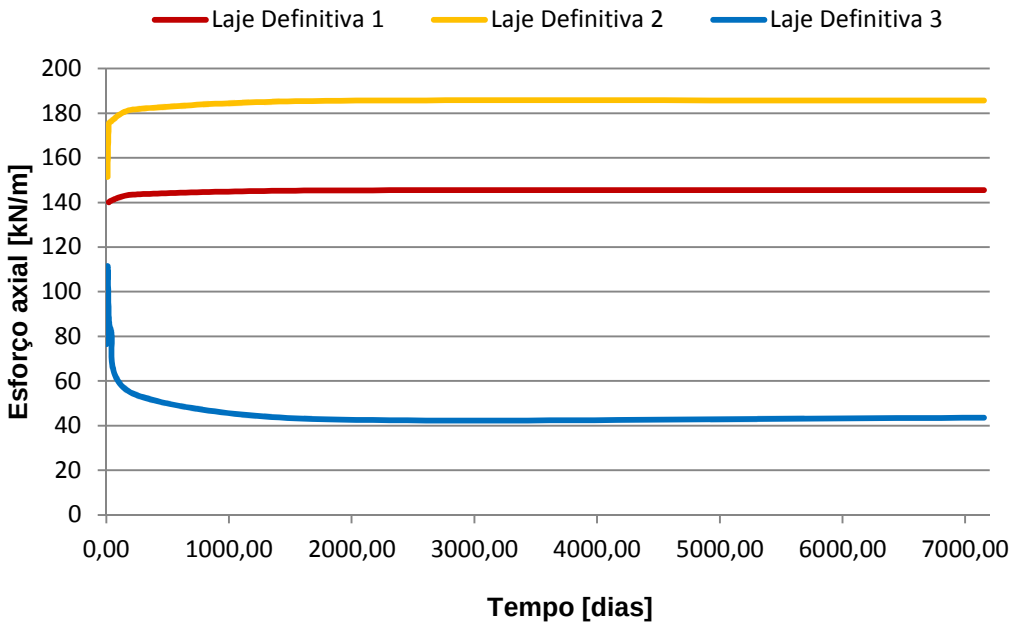


Figura 3.42 – Esforço axial por metro das lajes definitivas ao longo da consolidação

4
ANÁLISES PARAMÉTRICAS

4.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo são apresentados os resultados e efectuadas considerações relativas à influência de certos parâmetros no comportamento da obra simulada no capítulo anterior, com o objectivo de aprofundar o conhecimento sobre o funcionamento do sistema maciço-estrutura e avaliar a eficácia estrutural do sistema de contenção com bandas de laje.

Desta forma, foi considerado, como mais relevante, a variação das dimensões da escavação e consequentemente do vão das bandas de laje, da espessura de argila abaixo da superfície de escavação e da rigidez da parede de contenção.

4.2 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DE ESCAVAÇÃO

4.2.1 PREÂMBULO

A geometria de escavação, ou a razão entre o desenvolvimento e a largura dos lados de escavação, é um dos parâmetros que pode ter grande influência no processo de deformação do solo. Com efeito, havendo um aumento de uma das dimensões em planta da escavação, o volume de solo afectado pela alteração do estado de tensão inicial é maior, traduzindo-se por diferenças na deformação do maciço que se fazem notar sobre os deslocamentos laterais da parede, os movimentos da superfície do maciço suportado e o levantamento do fundo da escavação (Bose e Som, 1997; Cardoso, 2004; Aun e Gonçalves, 2004). No presente estudo, em que os níveis de apoio são materializados por bandas de laje, as dimensões dos lados de escavação correspondem aos vãos daquelas, dos quais dependem directamente os valores das suas flechas máximas e, consequentemente, os deslocamentos da parede e do maciço

No problema base foi considerada uma geometria de escavação quadrangular com dimensão de 20×20 m^2. A alteração deste parâmetro visa avaliar a influência da geometria no comportamento da obra e como tal foram analisadas as seguintes geometrias:

Quadro 4.1 – Síntese do estudo para diferentes geometrias de escavação

Parâmetro em estudo	Casos
Geometria de escavação	C1 (Estudo Base) – 20x20 m^2
	C2 – 20x25 m^2
	C3 – 20x27,5 m^2

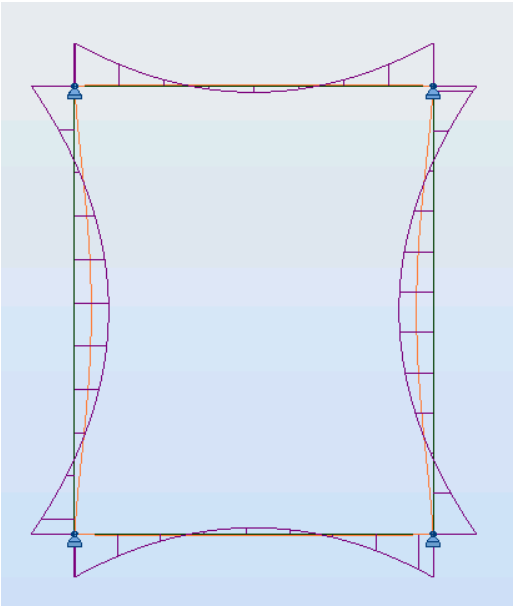
Estas novas dimensões definidas para a planta de escavação, não permitem o uso da expressão 3.7 indicada no capítulo anterior para definir as características dos apoios elásticos (elementos de barra equivalentes às bandas de laje), uma vez que os lados da escavação têm dimensões diferentes.

No problema base, por razões de simetria em planta, foi possível o uso simplificado de expressões de cálculo de momentos flectores e flecha máxima para vigas bi-encastradas. Não sendo isso possível nos casos C2 e C3, para se obter a flecha máxima no maior vão, foi introduzido o quadro de apoio à estrutura de contenção, formado pelas bandas de laje, no *software* de análise estrutural, ROBOT. A partir deste programa foi possível calcular os momentos flectores distribuídos da estrutura de contenção (no plano x-y) e a sua deformada, de modo a que, tal como utilizado no estudo base, seja possível comparar a deformada por flexão da banda de laje com a deformada axial de uma escora equivalente.

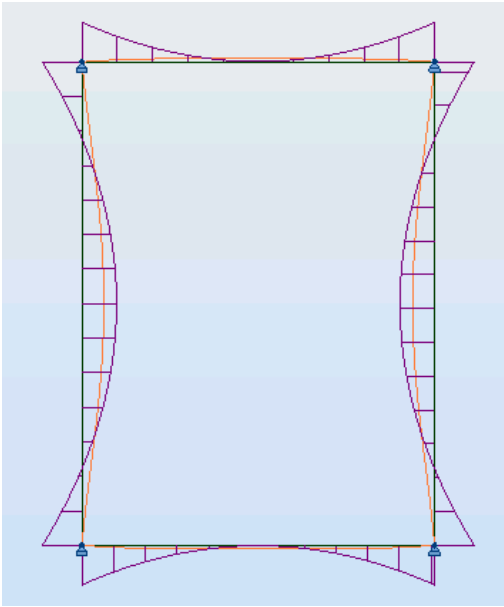
O valor da flecha máxima calculada para as duas novas geometrias simuladas é igualado à expressão 4.1, tal como efectuado no estudo base, de forma a atribuir as características do elemento-barra (l, E_b, A), que simula a deformação correspondente à flecha de uma banda de laje.

$$\Delta l = \frac{p \cdot l}{E_b \cdot A}, \tag{4.1}$$

Nas Figuras 4.1 e 4.2, estão representados os diagramas de momentos flectores e deformada nas bandas de laje para uma carga distribuída de $p = 480\ kN/m$ e para as duas geometrias consideradas.



a)



b)

Figura 4.1 – Momentos flectores e deformada das bandas de laje calculados pelo *software* ROBOT: a) C2 - 20x25 m^2; C3 – 20x27,5m^2

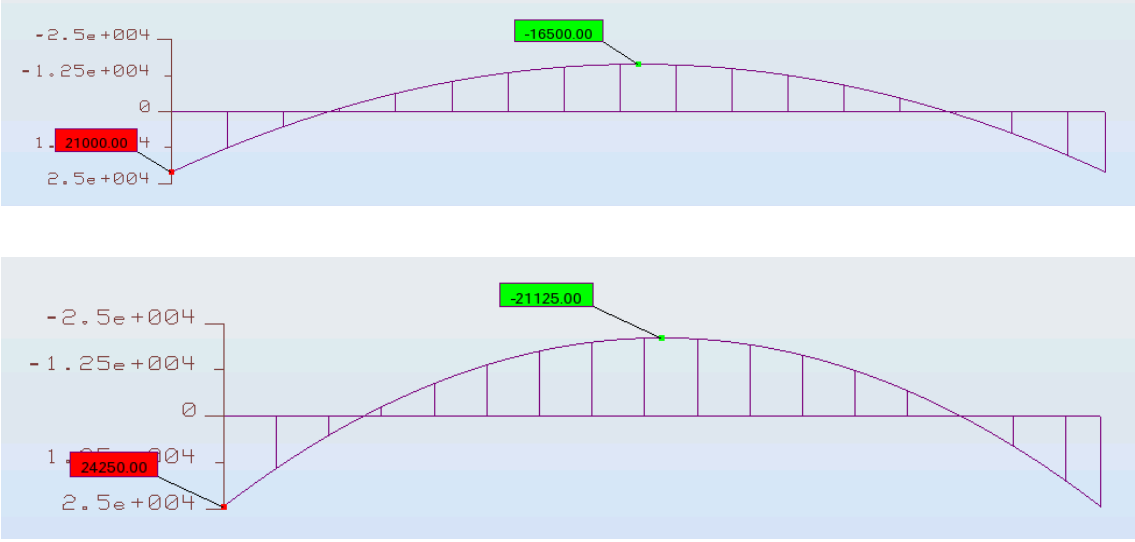


Figura 4.2 - Momentos flectores máximos e mínimos (kN.m) obtidos pelo software ROBOT: a) C2: - 20x25 m^2; b) C3 – 20x27,5m^2

De forma a comparar a flecha máxima das bandas de laje para as diferentes geometrias, procedeu-se ao estudo da sua evolução, tendo por base a flecha máxima calculada no estudo base, que multiplicada por um coeficiente, c, resulta o valor de deformada calculada pelo *software* ROBOT.

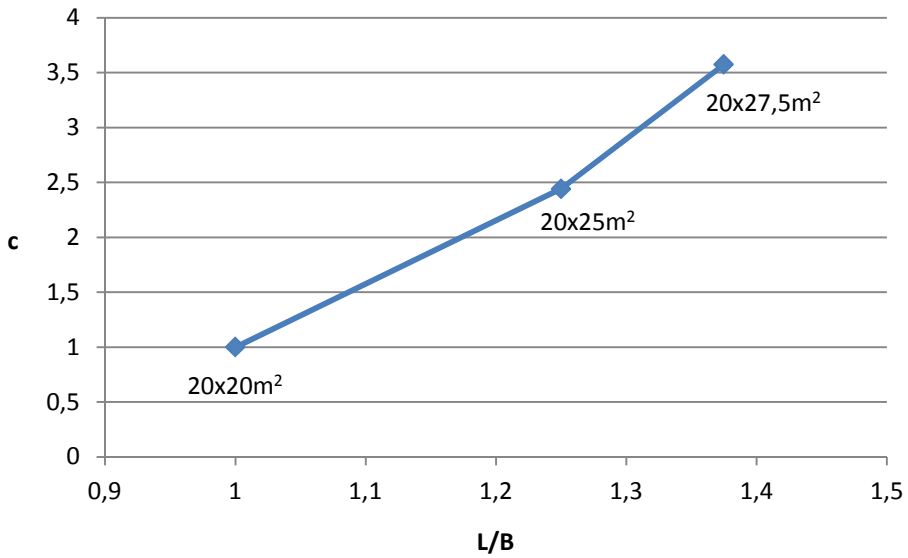


Figura 4.3 – Relação entre o parâmetro c e a razão entre os comprimentos dos lados de escavação

Da Figura 4.3 é possível reter que a flecha para a escavação 20x25m^2 e 20x27.5m^2 é, respectivamente, 2.44 e 3.57 vezes maior que a flecha calculada no estudo base. Face aos deslocamentos da parede obtidos no problema base (C1) e aos valores de c indicados na Figura 4.3, considerou-se que seria inadequado, em termos práticos, considerar valores do comprimento da escavação superiores aos 27,5m (valor máximo analisado no presente problema).

As restantes propriedades, geométricas e materiais, foram consideradas iguais às indicadas para o estudo base.

4.2.2 EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

4.2.2.1 Excessos de pressão neutra

Na Figura 4.4 ilustram-se os excessos de pressão neutra gerados durante a escavação para as diferentes geometrias de escavação.

Da análise da Figura 4.4 é possível constatar que do lado suportado não há variação significativa dos excessos de pressão neutra (nota-se só que as áreas coloridas aumentam ligeiramente de grandeza, progressivamente, nos casos C2 e C3, o que significa que os excessos de pressão neutra aumenta também ligeiramente) e no lado escavado apenas surge diminuição da variação de pressão de água junto à parede de contenção.

No final da consolidação, os excessos de pressão neutra são iguais para todas as geometrias de escavação, por isso não é relevante ilustrar essas figuras. Pela diminuta variação dos excessos de pressão neutra no final da escavação e pelos resultados iguais no final da consolidação os valores de pressão neutra nestas fases não mostram variação de valores.

Pode-se concluir a partir destes resultados, que as alterações realizadas das dimensões da escavação não influenciam de sobremaneira os excessos de pressão neutra devido à rigidez do sistema construtivo, mesmo tendo em conta a grandeza dos vãos das bandas de laje estudados.

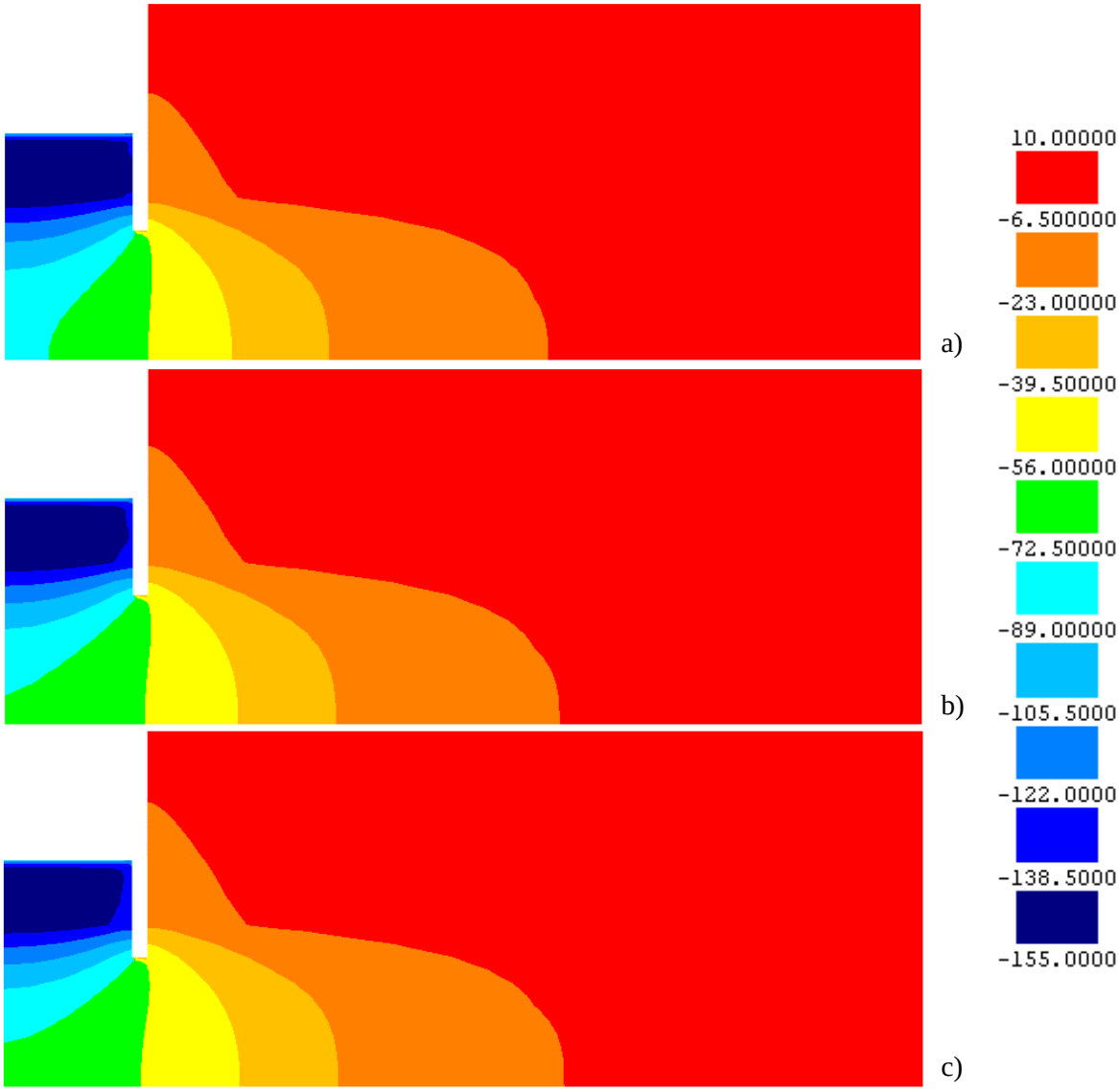


Figura 4.4 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) C1 – 20x20 m^2; b) C2 – 20x25 m^2; c) C3 – 20x27,5 m^2

4.2.2.2 Níveis de tensão

As Figuras 4.5 e 4.6 representam, respectivamente, os níveis de tensão no final da escavação e no final da consolidação.

Relativamente ao final da escavação, o nível de tensão varia consideravelmente, sobretudo no lado suportado, à medida que aumenta o vão da banda de laje, o que se justifica pela menor rigidez dos apoios da parede (bandas de laje) e, consequentemente, pelos maiores deslocamentos daquela, como à frente se mostrará.

No lado escavado, o nível de tensão aumenta junto à parede, alastrando, em profundidade; o estado crítico nesta zona aumenta com o aumento das dimensões em planta da escavação.

No final da consolidação (Fig. 4.6), os níveis de tensão são idênticos nos três casos do lado escavado, sendo um pouco superiores, do lado suportado, para C3 (20x27,5 m^2) do que, sucessivamente, para C2 (20x25 m^2) e C1 (20x20 m^2).

Figura 4.5 - Níveis de tensão no final da escavação: a) C1 – 20x20 m^2; b) C2 – 20x25 m^2; c) C3 – 20x27,5 m^2

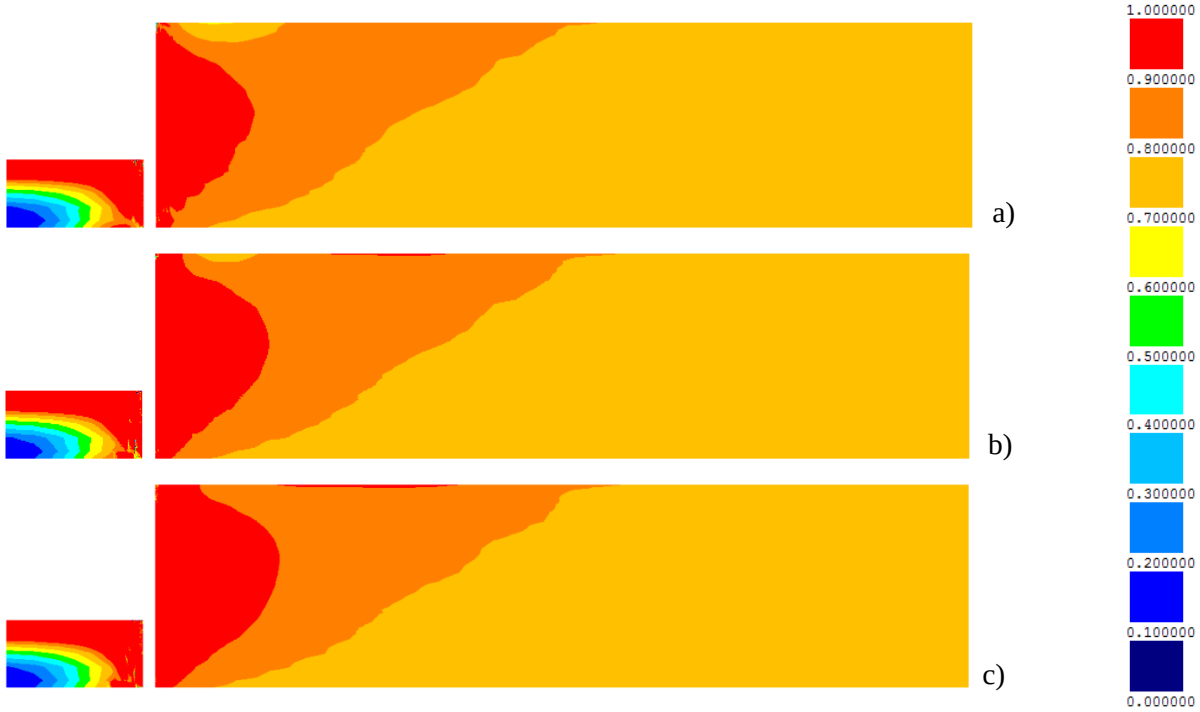


Figura 4.6 - Níveis de tensão no final da consolidação: a) C1 – 20x20 m^2; b) C2 – 20x25 m^2; c) C3 – 20x27,5 m^2

4.2.2.3 Pressões de terras sobre as faces da cortina

Na Figura 4.7 representam-se os diagramas de pressões de terras sobre as faces da cortina nos diversos casos de estudo para a fase final de escavação e final da consolidação.

Por análise da Figura 4.7 é possível observar que do lado suportado e para o final da escavação o aumento de uma das dimensões de escavação provoca uma diminuição quase insignificante das pressões de terra sobre a cortina. No entanto, esta diminuição é mais notória até à profundidade relativa aos 10m.

Do lado suportado ocorre apenas um ligeiro aumento das pressões com o aumento da geometria.

A ligeira diminuição de pressões do lado suportado e o aumento abaixo da superfície de escavação podem ser explicados a partir dos deslocamentos laterais da parede que provocam uma descompressão do solo suportado e um aumento de pressão nas terras escavadas; estes deslocamentos serão representados posteriormente.

Comparado com a fase de final da consolidação, é possível observar um ligeiro aumento de pressões do lado suportado. Abaixo da superfície de escavação as pressões sobre a cortina sofrem um aumento considerável pelo aumento de pressão de água e diminuição da tensão média efectiva, resultando um aumento de volume, que na direcção horizontal está em grande parte impedido pela presença da parede de contenção, provocando assim um aumento das pressões aplicadas.

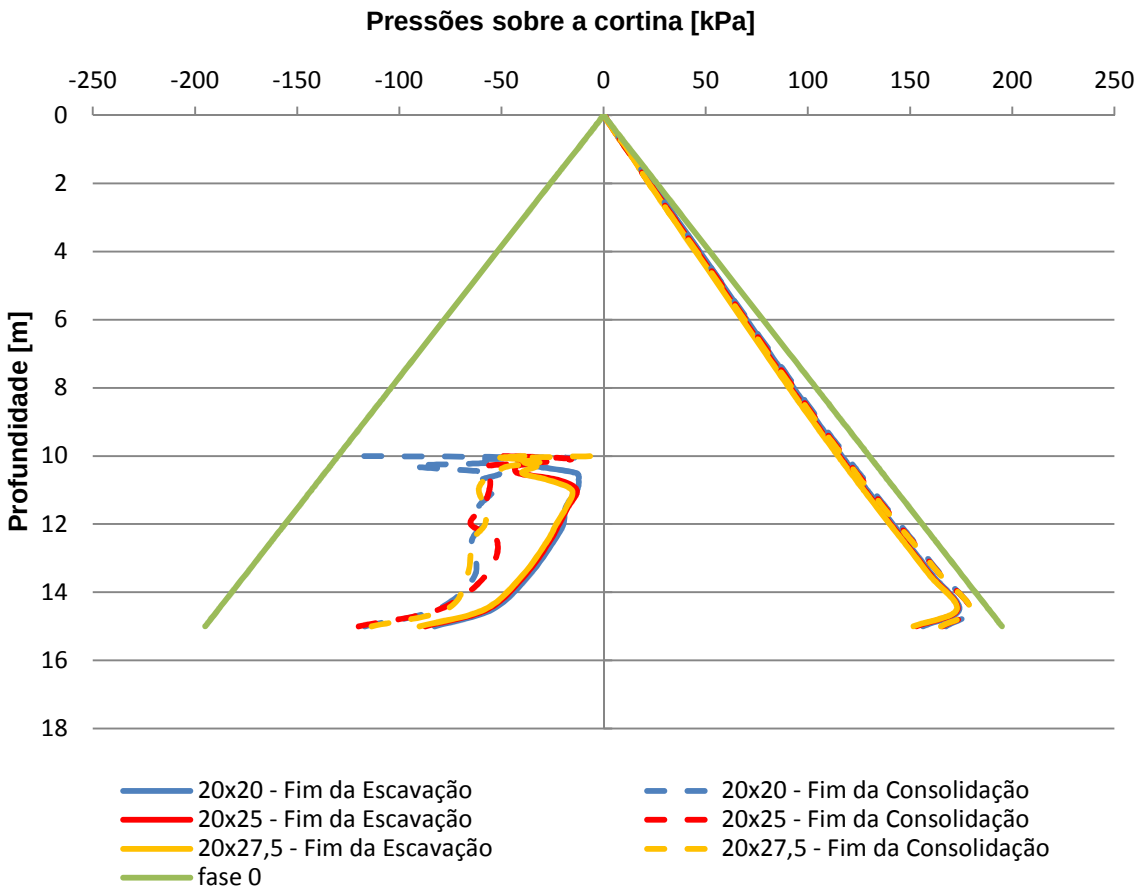


Figura 4.7 – Pressões de terra (tensões horizontais totais) nas faces da parede

4.2.2.4 Momentos flectores na cortina

Na Figura 4.8 é apresentado o diagrama de momentos flectores instalados na cortina e a variação do seu valor no final da escavação e no final da consolidação para as geometrias de escavação consideradas.

Por observação dos diagramas de momentos flectores é perceptível que em função do aumento das dimensões de escavação, o momento flector máximo negativo aumenta, atingindo o valor máximo na escavação 20×27,5 m^2. Tal como no estudo base, o valor máximo corresponde à profundidade de 15m, relativo ao início do estrato rígido onde está apoiada a parede, devido a um "certo encastramento" no estrato rígido como referido no estudo base.

Em relação ao momento flector positivo, este também sofre um aumento com a variação da geometria de escavação. No entanto, o valor máximo atingido corresponde à área de 20×25 m^2 e no final da consolidação.

De salientar que o aumento do momento flector, quer negativo, quer positivo, é mais significativo entre a escavação que define o estudo base e a escavação com geometria 20×25 m^2.

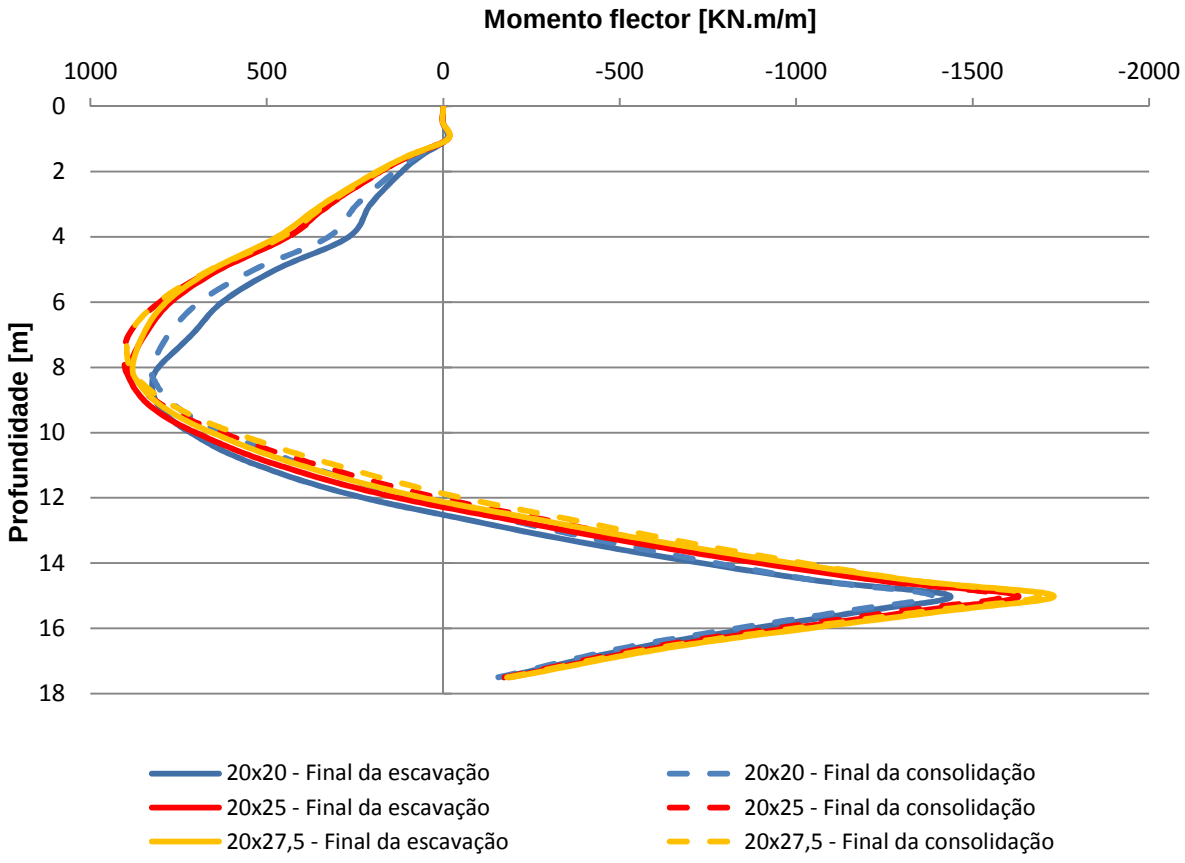


Figura 4.8 – Momentos flectores na cortina

4.2.2.5 Esforços nas bandas de laje

A Figura 4.9 ilustra a carga distribuída aplicada nas bandas de laje ao longo do processo de escavação e para cada geometria considerada. Tal como indicado anteriormente, a numeração das bandas de laje é relativa à ordem de colocação destas.

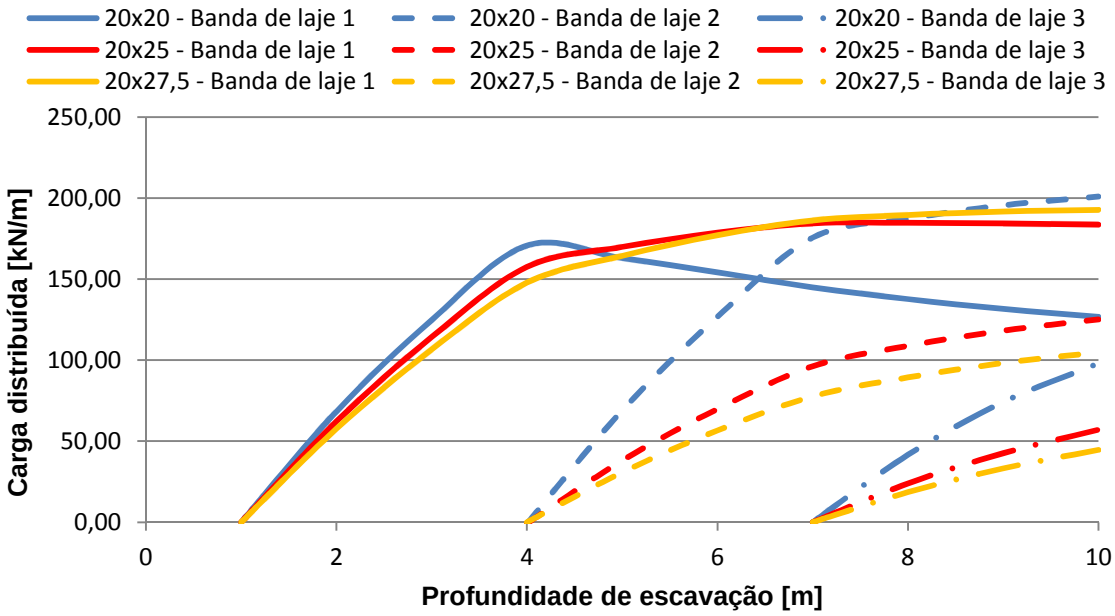


Figura 4.9 – Carga distribuída nas bandas de laje ao longo das fases de escavação

De salientar que, ao contrário do problema base (C1), a evolução da carga distribuída na banda de laje 1 nos casos C2 e C3 não apresenta o pico à profundidade de 4m, mantendo um aumento da carga aplicada. De facto, os valores finais para a primeira banda de laje, nas duas maiores plantas de escavação, atingem uma carga aplicada de valor com a mesma ordem de grandeza à da segunda banda de laje do estudo base. Este facto, aliado à diminuição dos esforços para a segunda e terceira banda de laje, no segundo e terceiro caso, indica que, associado ao aumento do deslocamento horizontal da parede de contenção e demais resultados resultantes deste afastamento, como se pode observar mais à frente, existe uma redistribuição das cargas para os apoios da parede (bandas de laje) com o aumento do vão da escavação, que se traduz pelo aumento da carga distribuída da banda de laje mais superior (banda de laje 1) e pela diminuição nas mais inferiores (bandas de laje 2 e 3).

4.2.3 DESLOCAMENTOS

A Figura 4.10 quantifica os deslocamentos laterais da parede no final da escavação e no final da consolidação para os três casos de geometria de escavação.

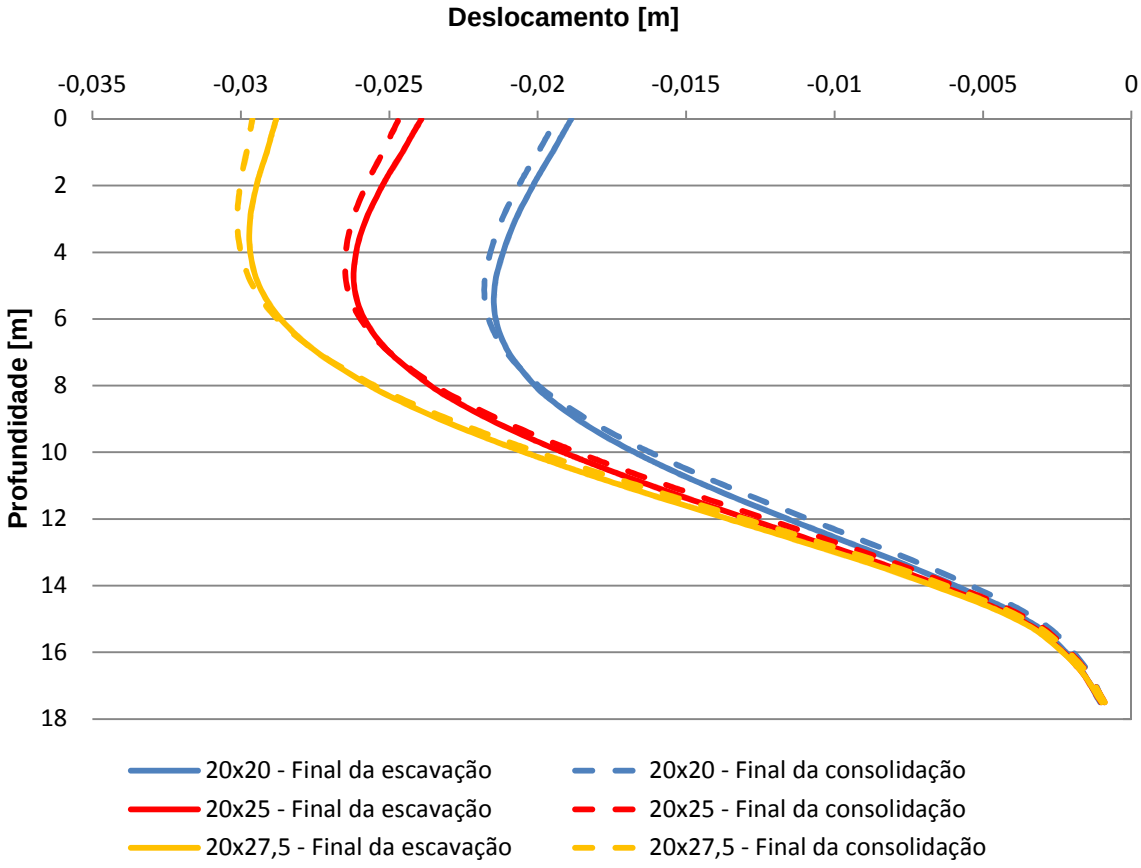


Figura 4.10 – Deslocamentos laterais da cortina

Através da análise da Figura 4.10, pode-se observar que os deslocamentos laterais da parede aumentam com a ampliação da geometria de escavação. Interessante salientar também, que a variação do deslocamento entre o final da escavação e o final da consolidação são semelhantes, tal como a forma da estrutura nestas fases.

Nas Figuras 4.11 e 4.12 apresentam-se os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do terreno do lado suportado.

O deslocamento horizontal da superfície do terreno é crescente com o aumento de um dos lados da planta de escavação. O deslocamento máximo ocorre junto à face da parede, indo de encontro aos resultados obtidos no estudo base. Para cada aumento de dimensão, o deslocamento máximo aumenta cerca de 5mm.

Relativamente ao deslocamento vertical da superfície, as curvas de assentamento apresentam uma forma côncava, pelas razões mencionadas anteriormente. No segundo caso de estudo o valor máximo de assentamento é de 16mm e no terceiro caso atinge 18mm de assentamento, sendo 13mm o valor máximo já visto no estudo base.

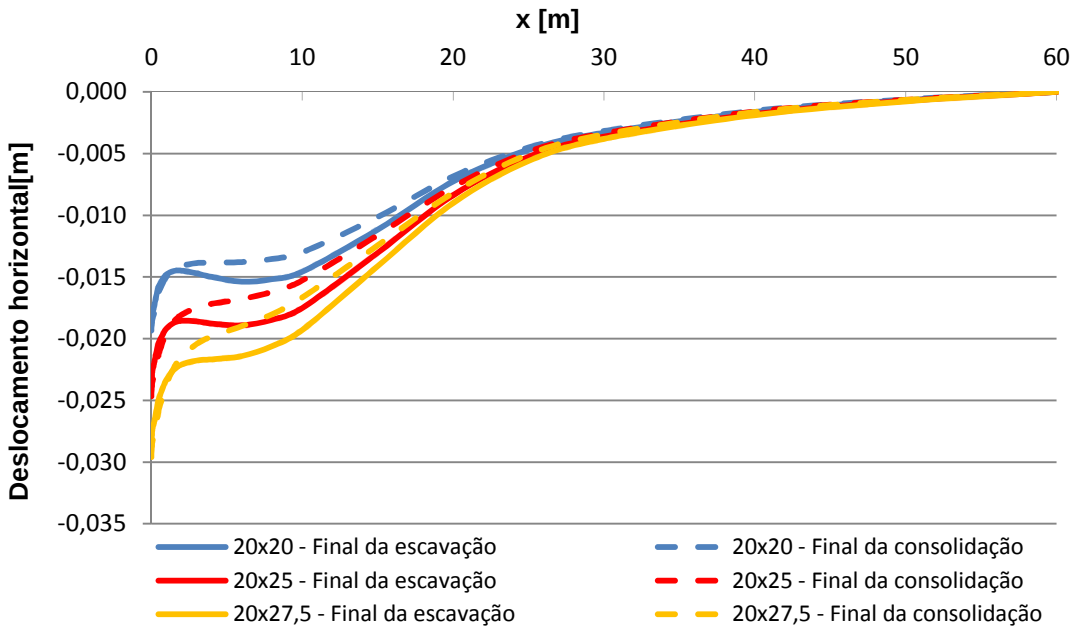


Figura 4.11 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno do lado suportado

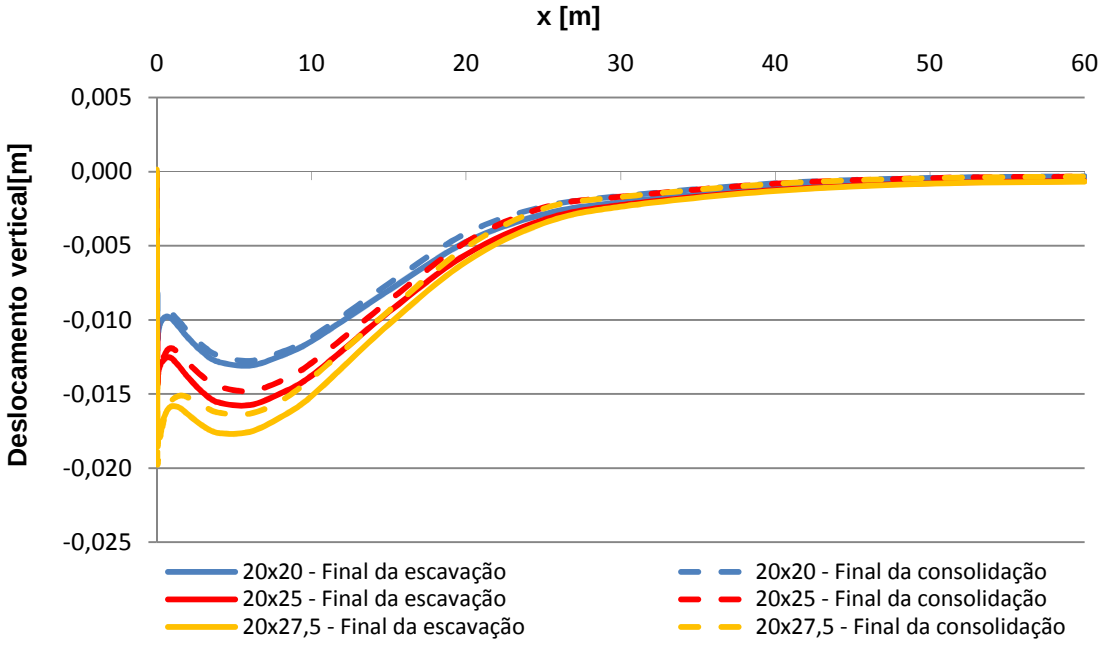


Figura 4.12 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno do lado suportado

Em relação ao deslocamento da superfície de fundo de escavação, representado na Figura 4.13, a variação de valores apresentada para os três estudos de caso considerados é quase insignificante, quer na fase final de escavação, quer no final da consolidação. No final da escavação, a variação do deslocamento ao longo da superfície é bastante uniforme, não havendo a existência de picos, nem grande diferença para o valor máximo, que é atingido à distância de 4 metros da parede de suporte de terras. Em relação ao final da consolidação, o valor máximo é atingido no centro da escavação. De

evidenciar um pico no levantamento da superfície junto à parede de contenção, principalmente para os casos de estudo com maior geometria de escavação

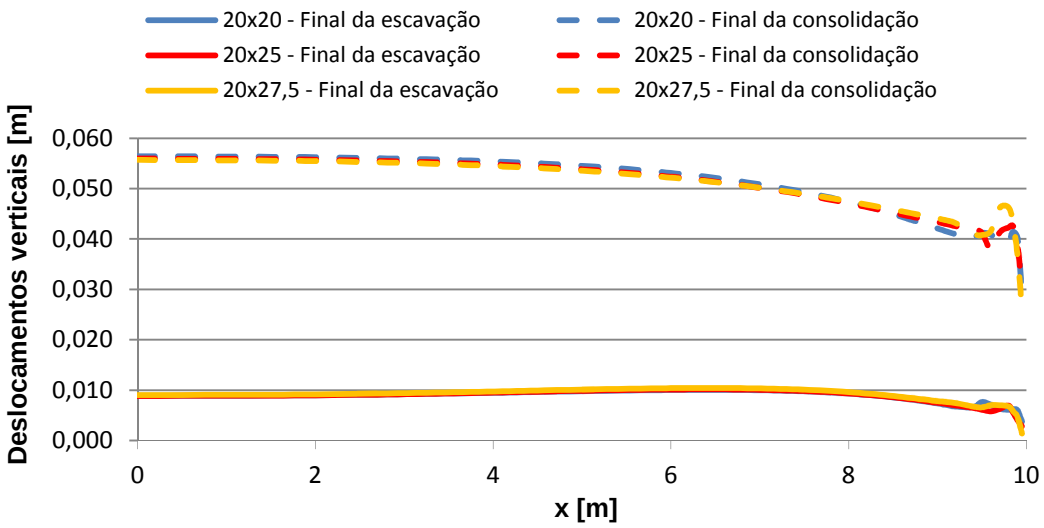


Figura 4.13 – Deslocamentos verticais do fundo de escavação

4.3 INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DO ESTRATO RÍGIDO

4.3.1 PRÊAMBULO

No estudo base é definido que a estrutura de contenção encontra-se prolongada até o estrato rígido de argila muito dura, posicionado a uma profundidade de 15m, onde a parede se encontra enterrada a uma profundidade de 2,5m. Sob jacentes ao estrato rígido encontra-se uma argila molde que é contida pela estrutura mencionada acima.

Neste ponto pretende-se analisar e compreender as alterações no sistema estrutura-solo relativas à variação paramétrica do aumento de profundidade ao estrato rígido. Com o aumento da distância da superfície ao estrato rígido, o maciço suportado de argila mole toma maiores dimensões. Aliado este facto, as propriedades mecânicas deste solo e o aumento das pressões exercidas sobre a cortina tornam ainda mais relevante o estudo destas alterações, nomeadamente o estado de tensão e de deformação da argila mole e da estrutura de contenção, para além da resposta por parte desta.

De modo a proceder à análise, foram realizadas duas novas simulações em se aumenta a profundidade a que o estrato de argila se encontra. Na primeira simulação, aumenta-se a profundidade do estrato rígido para 17,5m, aumentando assim 2,5m; na segunda simulação há um aumento de 5m para uma profundidade de 20m.

O Quadro 4.2, é um quadro síntese da alteração da profundidade do estrato rígido e a denominação dos diferentes casos em estudo.

Quadro 4.2 - Síntese do estudo efectuado para diferentes profundidades do estrato rígido

Caso em estudo	Variantes
Profundidade do estrato rígido – P [m]	P1 (Estudo Base) = 15 m
	P2 = 17.5 m
	P3 = 20 m

4.3.2 EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

4.3.2.1 Excessos de pressão neutra

Nas figuras estão ilustradas os excessos de pressão neutra gerados no estudo base e nas duas novas simulações efectuadas, quer no final da escavação, quer no final da consolidação.

Da análise da Figura 4.13, o aspecto a realçar ocorre abaixo da base de escavação. Neste lado ocorre uma diminuição dos excessos de pressão neutra negativos junta à parede ao longo do aumento de profundidade no estrato rígido. Isto deve-se ao deslocamento lateral da parede, que comprime o maciço abaixo da base de escavação.

Em relação ao lado suportado, apenas se salienta um pequeno aumento da área de excessos de pressão neutra na argila dura, devido ao aumento da profundidade do estrato rígido.

Relativamente ao final da consolidação, representado na Figura 4.14, poucas alterações há a indicar. Refere-se a alteração da posição das linhas equipotenciais junto à base da parede de contenção, indicativo das diferentes condições de equilíbrio hidrodinâmico. Este facto é consequência da alteração da profundidade do estrato rígido.

4.3.2.2 Tensões efectivas horizontais e verticais

Os incrementos de tensão efectiva horizontal, Figura 4.15, têm uma ampliação de valor com o aumento de profundidade, principalmente do lado escavado e junto à parede de contenção, por efeito dos deslocamentos desta, que exercem uma maior pressão sobre o solo. Em contrapartida, no final da consolidação ocorre uma diminuição das tensões do lado suportado, como se pode observar na Figura 4.16.

No que diz respeito aos incrementos de tensão efectiva vertical, Figura 4.17, verifica-se, no final da escavação, uma diminuição das tensões, com valores mais expressivos do lado escavado.

No final da consolidação, Figura 4.18, e com o aumento da profundidade, ocorre uma diminuição dos incrementos de tensão efectiva vertical do lado escavado, não se verificando alterações significativas do lado suportado.

4.3.2.3 Tensões de corte

As tensões de corte ilustradas nas Figuras 4.19 e 4.20, para o final da escavação e final da consolidação, apresentam valores mais expressivos junto à parede de contenção. As tensões aumentam com o aumento da profundidade do estrato rígido, relacionado com as maiores variações das tensões efectivas, horizontal e vertical, como analisado anteriormente.

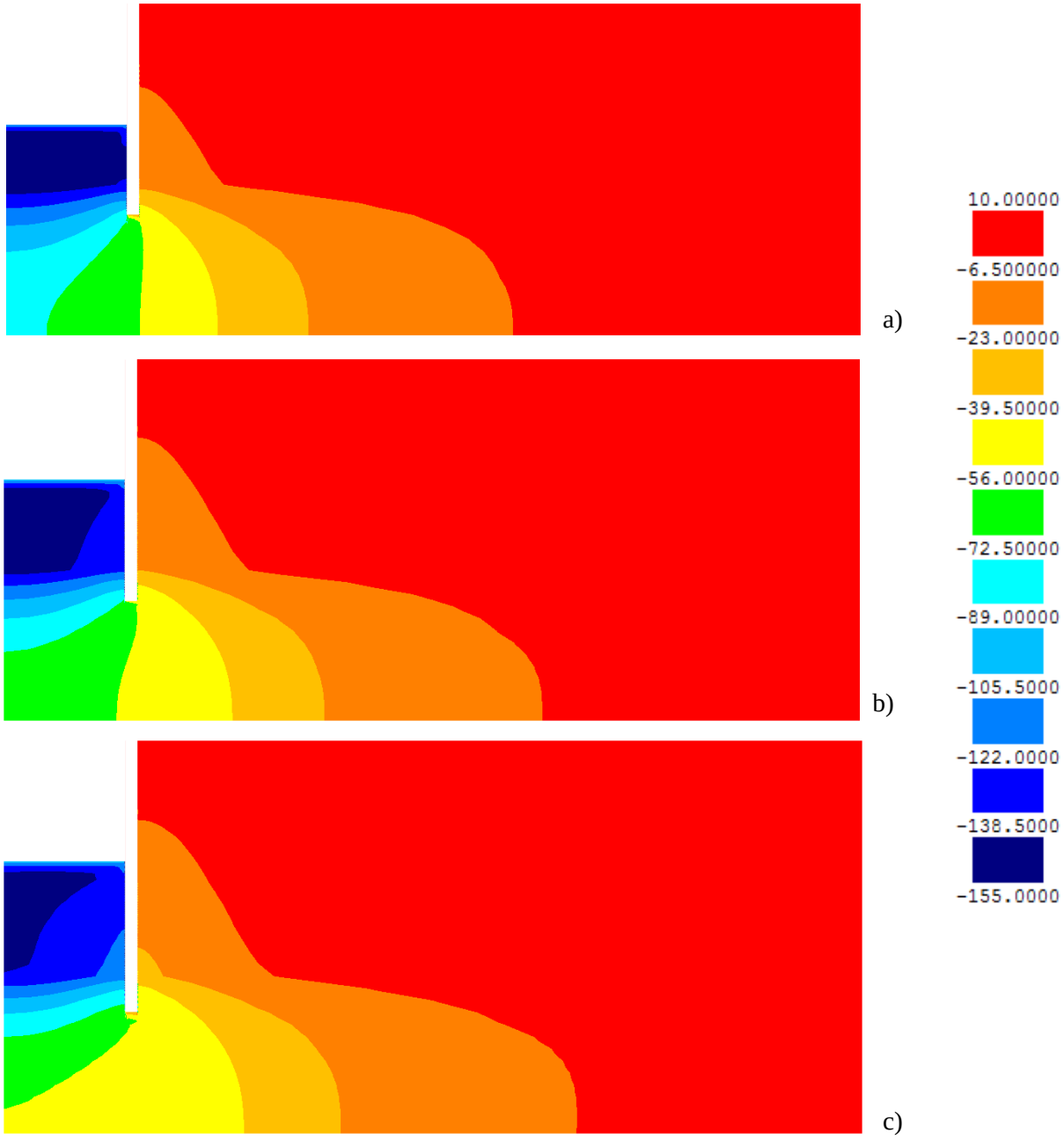


Figura 4.14 - Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m

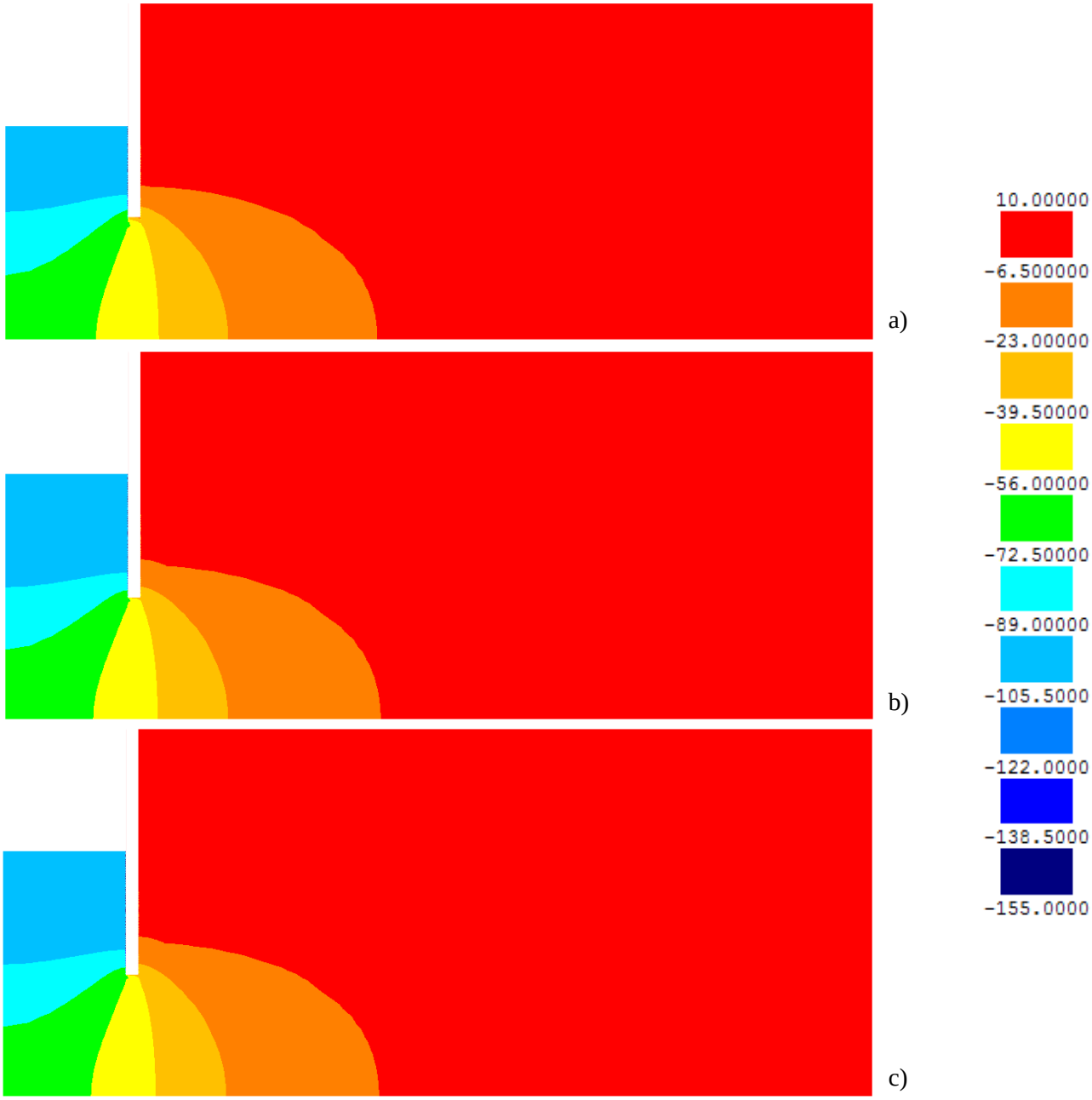


Figura 4.15 - Excessos de pressão neutra no maciço (argila mole e argila muito dura) no final da consolidação a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m

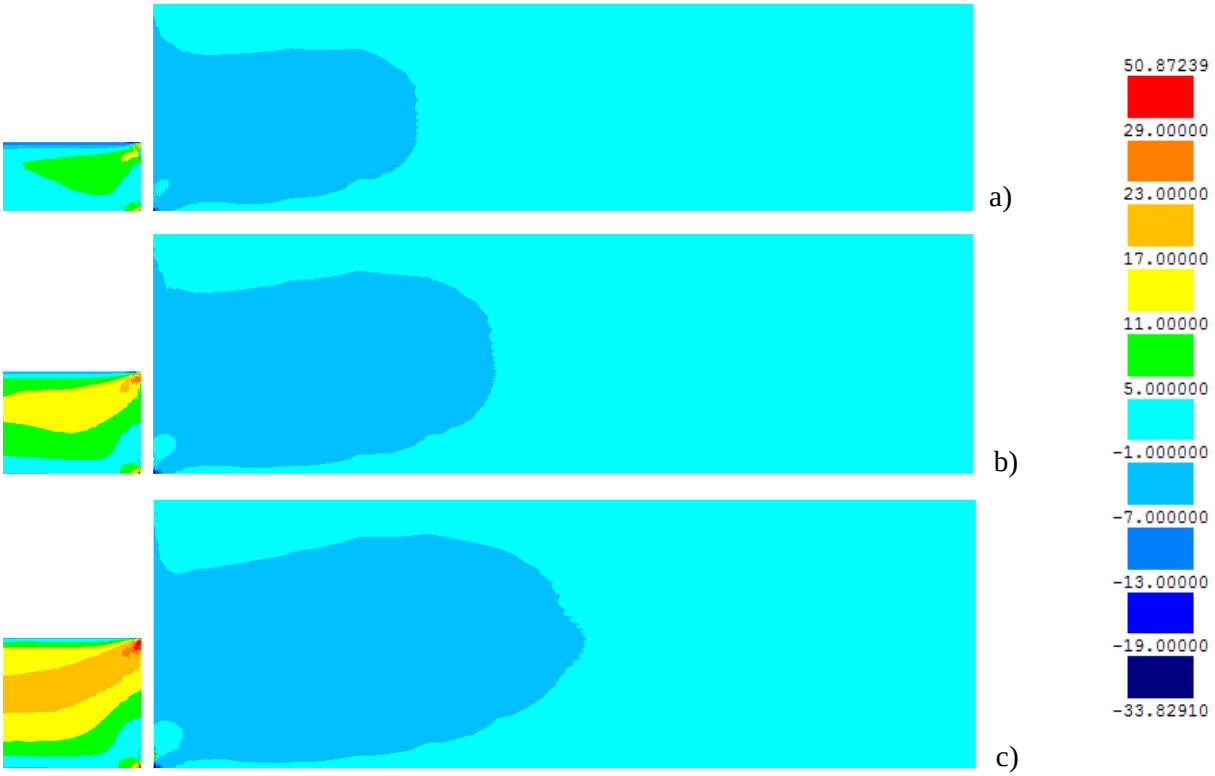


Figura 4.16 - Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da escavação a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m

Figura 4.17 - Incrementos de tensão efectiva horizontal na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m

Figura 4.18 - Incrementos de tensão efectiva vertical na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m

Figura 4.19 - Incrementos de tensão efectiva vertical na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m

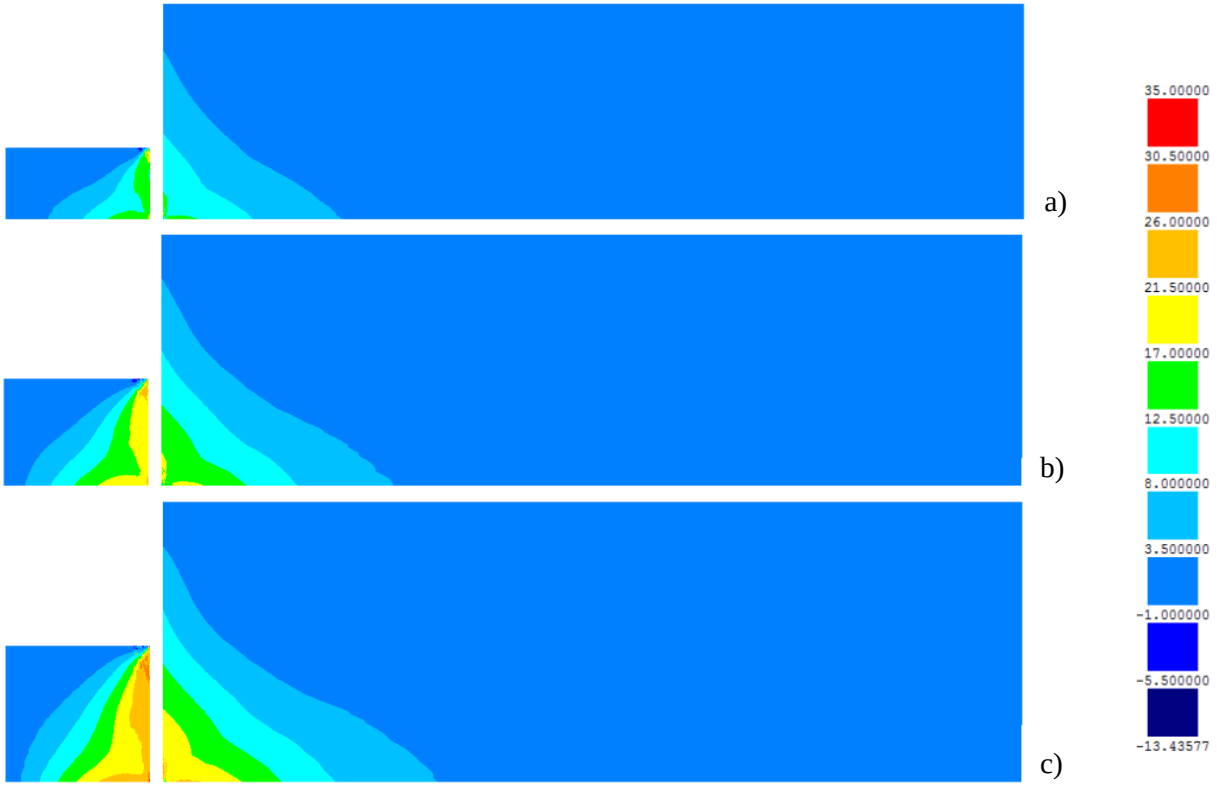


Figura 4.20 - Tensões de corte (τxy) na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m

Figura 4.21 - Tensões de corte (τxy) na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m

4.3.2.4 Níveis de tensão

As Figuras 4.22 e 4.23, representam os níveis de tensão no final da escavação e no final da consolidação. Do lado suportado ocorre a maior variação de valor dos níveis de tensão, com aumento destes junto à parede, prolongando-se ao longo do terreno suportado.

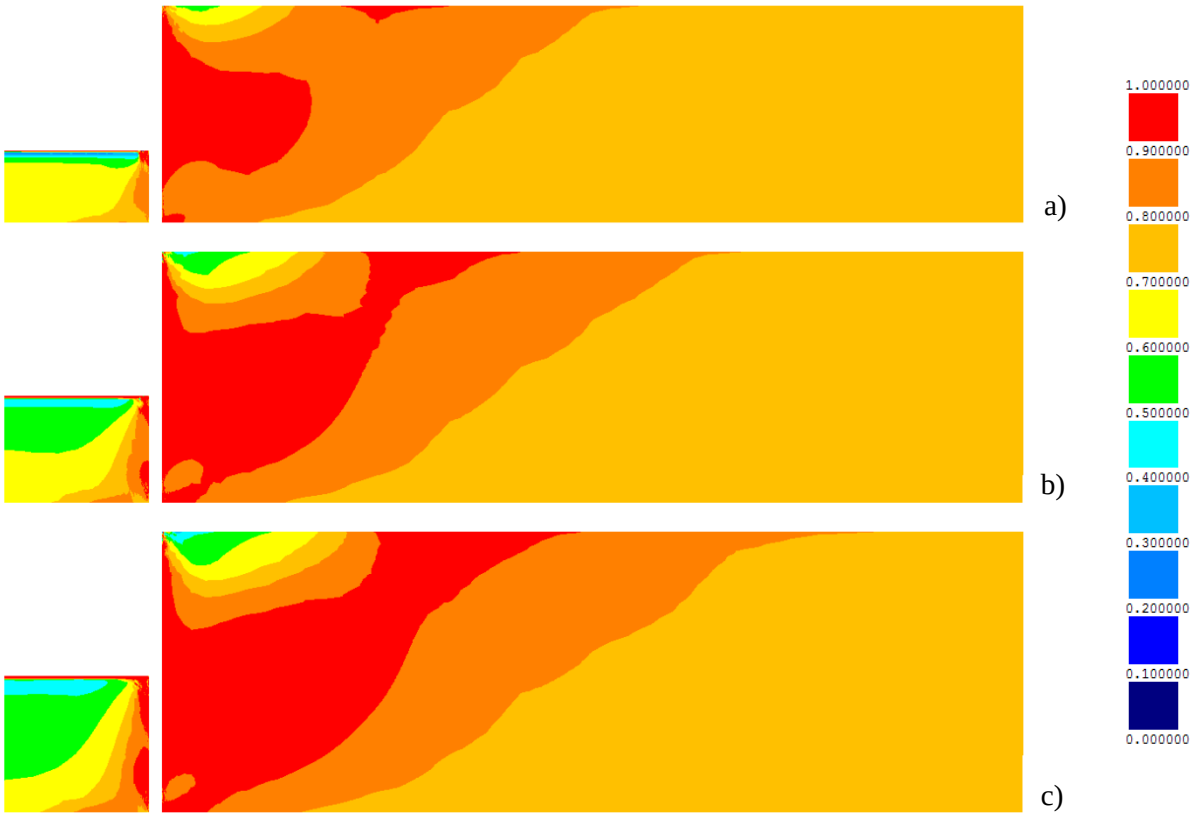


Figura 4.22 - Níveis de tensão na argila mole no final da escavação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m

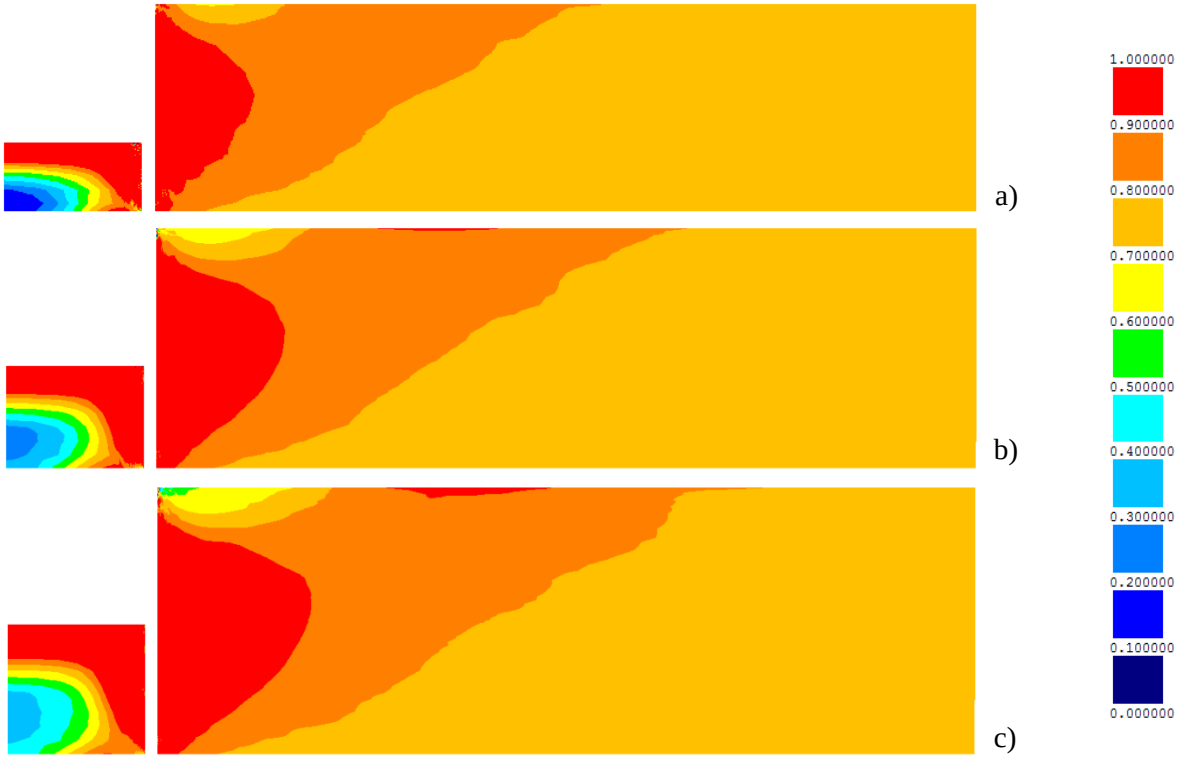


Figura 4.23 - Níveis de tensão na argila mole no final da consolidação: a) P1 (Estudo Base) = 15 m; b) P2 = 17,5 m; c) P3 = 20 m

4.3.2.5 Pressões de terras sobre as faces da cortina

A Figura 4.24 representa as pressões, tensões horizontais totais, exercidas pela argila mole nas duas faces da parede de contenção, para o final da escavação e final da consolidação e relativa às três simulações efectuadas para este estudo.

Do lado escavado, as pressões do solo sobre a parede aumentam com a maior profundidade do estrato rígido, motivado pelo deslocamento da parede para o centro da escavação, como se poderá ver, posteriormente, na análise dos deslocamentos da estrutura de contenção.

Por efeito contrário ao lado escavado, os deslocamentos da parede aliviam as pressões exercidas sobre esta, no lado suportado, provocando assim uma diminuição das tensões horizontais totais para os casos P2 e P3, apesar de pouco significativa.

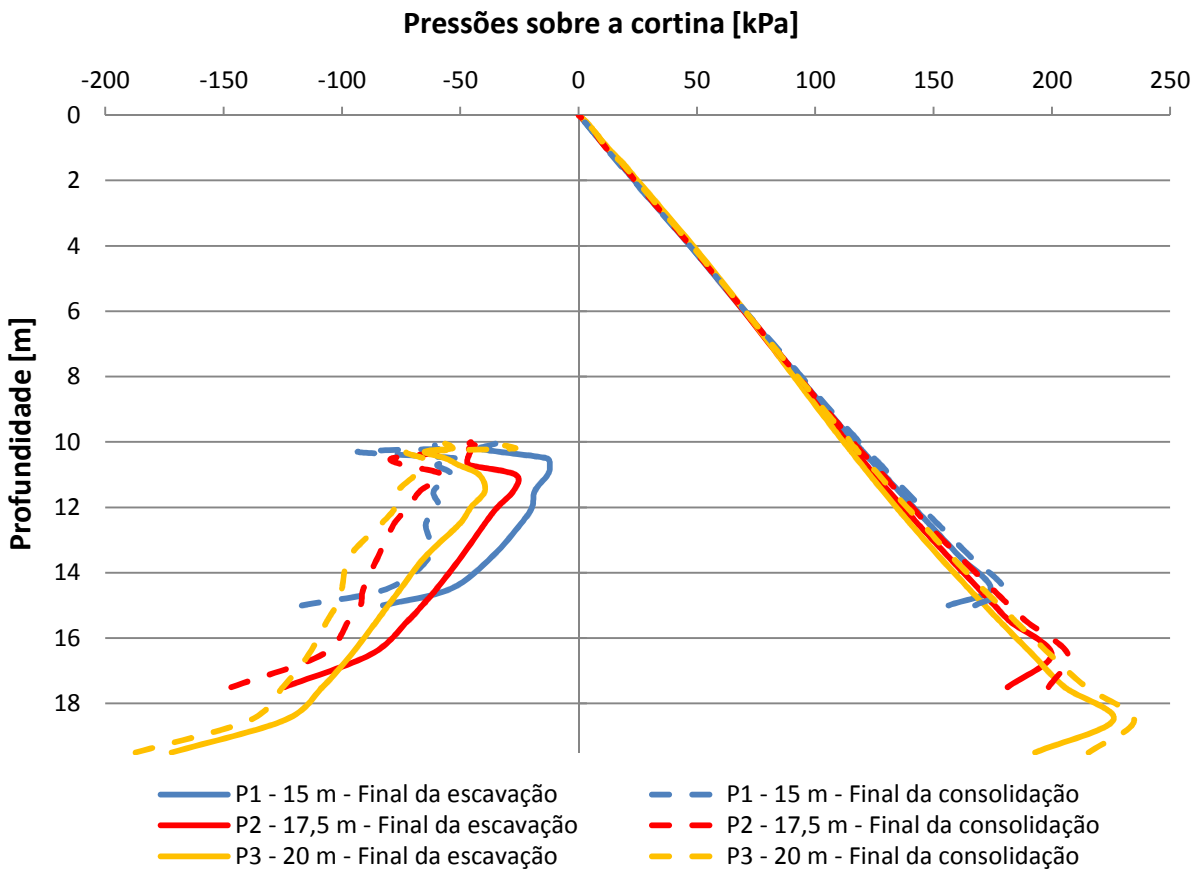


Figura 4.24 - Pressões de terras sobre as faces da cortina nas diferentes fases de escavação

4.3.2.6 Momentos flectores na cortina

A Figura 4.25 ilustra os diagramas de momentos flectores instalados na parede para as simulações realizadas no final da escavação e no final da consolidação.

Analisando a figura, observa-se um aumento do momento flector máximo negativo, tal como a alteração da profundidade onde este valor ocorre, já que há uma variação da posição da ficha da parede de contenção inserida no estrato rígido. O mesmo acontece com o momento flector máximo positivo. Estes aumentos de valor devem-se à extensão da altura da parede e como tal a quantidade de parede influenciável pelas cargas aplicadas pelo terreno.

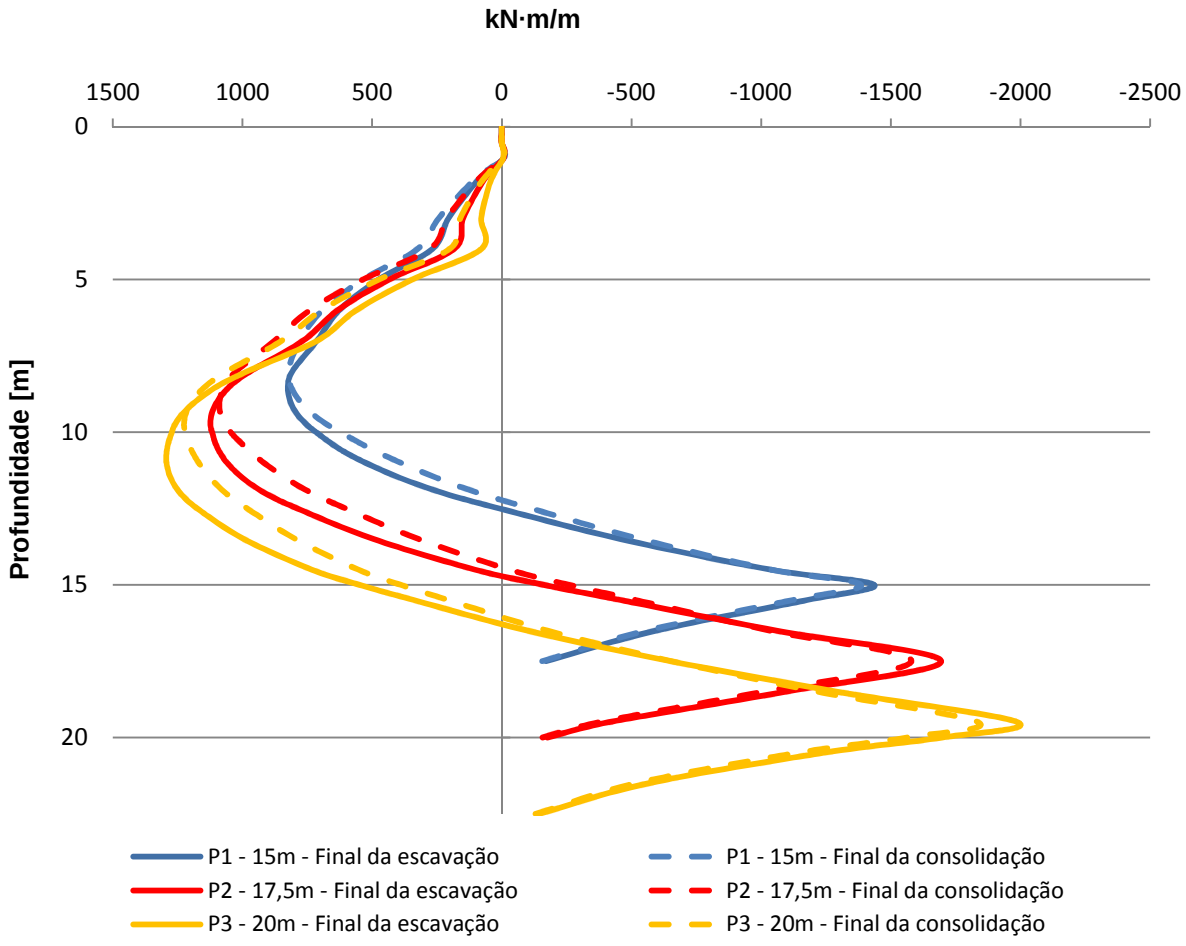


Figura 4.25 - Diagrama de momentos flectores nas diferentes fases de escavação

4.3.2.7 Esforços nas bandas de laje

A evolução da carga distribuída aplicadas nas bandas de laje por metro e ao longo da escavação, está ilustrada na Figura 4.26, considerando os três casos em estudo.

De salientar o aumento da carga distribuída para cada banda de laje, como seria de esperar, devido ao aumento de volume de terras suportadas, pela parede e, consequentemente, pelas bandas de laje, com a variação de altura da argila mole. Contudo, no final da escavação, a carga distribuída da primeira banda de laje, para as duas últimas simulações, atinge menores valores, comparativamente com o estudo base, ganhando maior preponderância a carga aplicada na terceira e segunda banda de laje, nomeadamente esta última, que regista um aumento na carga aplicada da ordem dos 65%.

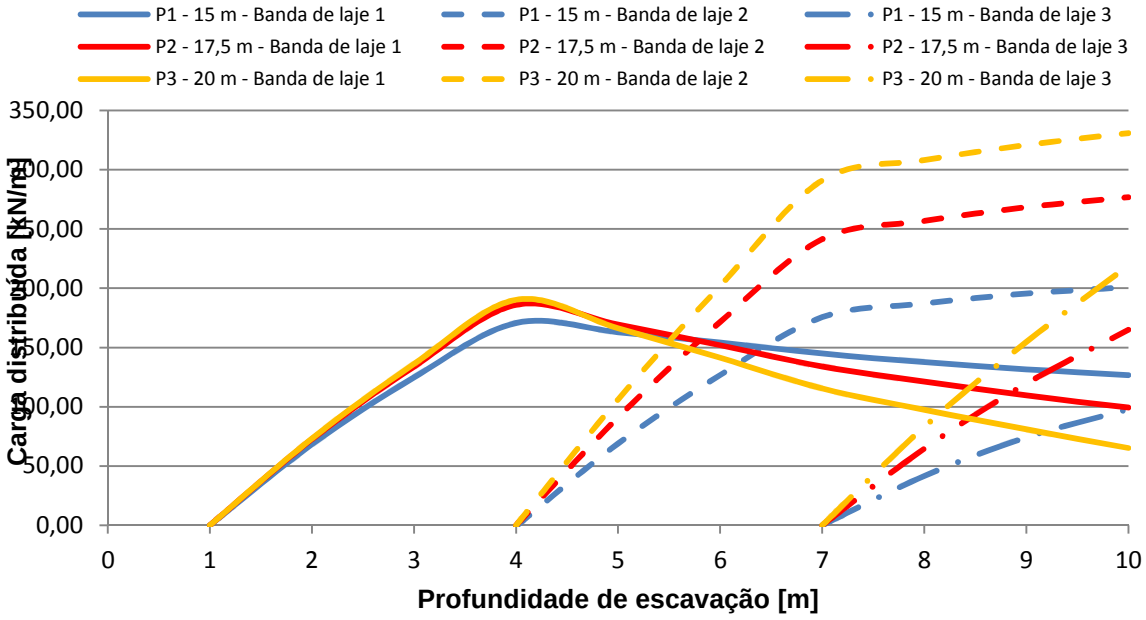


Figura 4.26 – Carga distribuída nas bandas de laje ao longo das fases de escavação

4.3.3 DESLOCAMENTOS

Na Figura 4.27 estão representados os deslocamentos laterais da parede para as três variantes de comparação deste estudo.

Dos resultados obtidos é possível apreender que, tal como se esperava, há um aumento do deslocamento lateral da parede, para além da descida de posição do valor máximo de deslocamento, devendo-se estas alterações ao aumento da altura da parede de contenção, sendo aplicadas maiores pressões do solo sobre a estrutura de contenção e por isso um maior deslocamento lateral. Os deslocamentos máximos ocorrem até a uma profundidade de cerca de 10m, ou seja, a base de escavação para a maior profundidade do estrato rígido considerada.

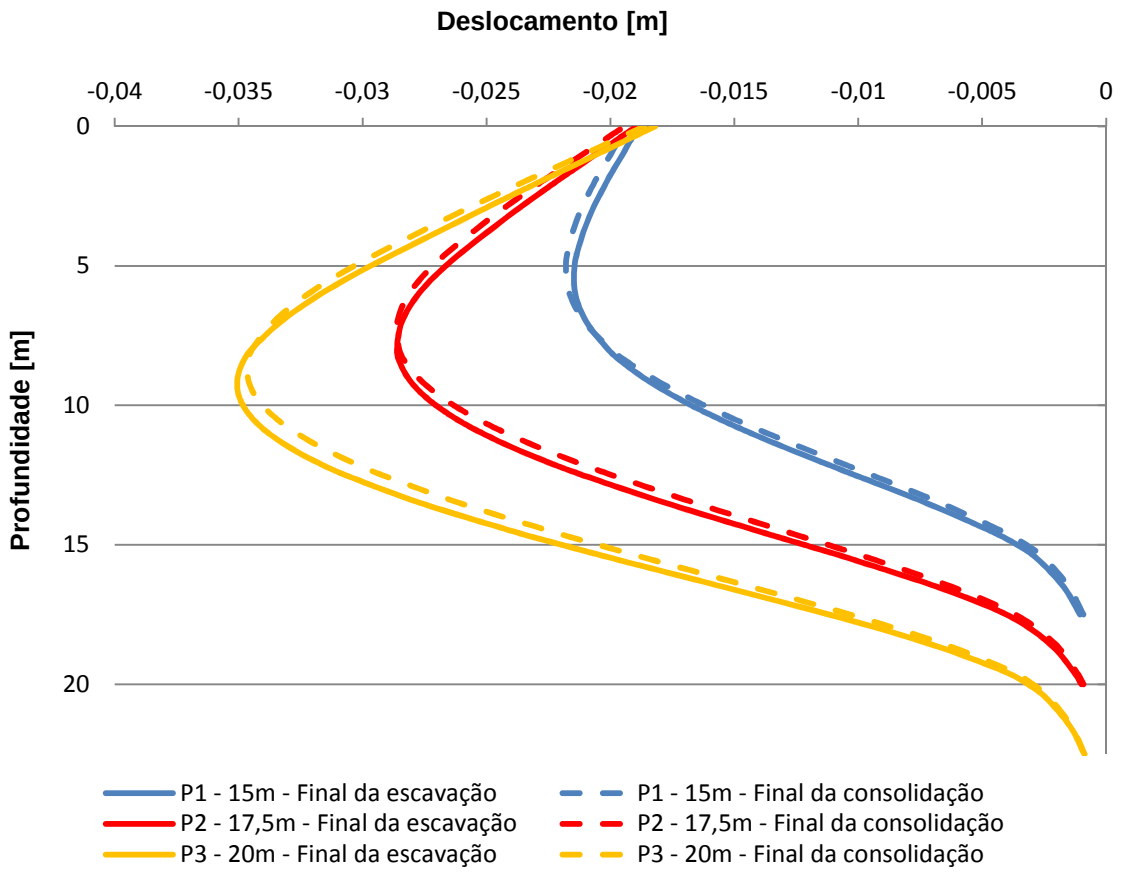


Figura 4.27 – Deslocamentos laterais da parede

Os deslocamentos da superfície não escavada são, porventura, os deslocamentos onde estará implícito a necessidade de uma análise mais cuidada, já que, como visto anteriormente, os deslocamentos nesta superfície poderão causar assentamentos e problemas estruturais nos edifícios periféricos à escavação. A partir das Figuras 4.28 e 4.29, pretende-se analisar, respectivamente, os deslocamentos horizontais e verticais da superfície e concluir qual o impacto da alteração da profundidade do estrato rígido.

Com o aumento da altura de argila mole, o deslocamento horizontal, tal como o vertical, atinge cada vez valores mais elevados, estando o pico dos deslocamentos localizado perto da distância de 10m da parede de contenção, em ambas as direcções dos deslocamentos.

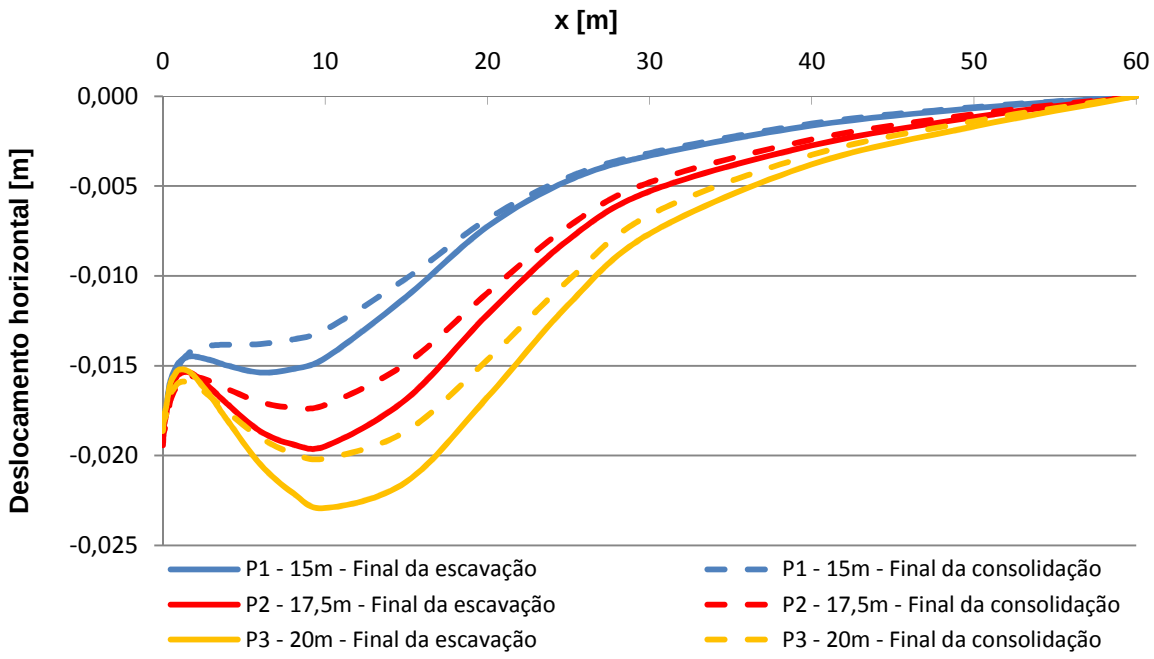


Figura 4.28 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno do lado suportado

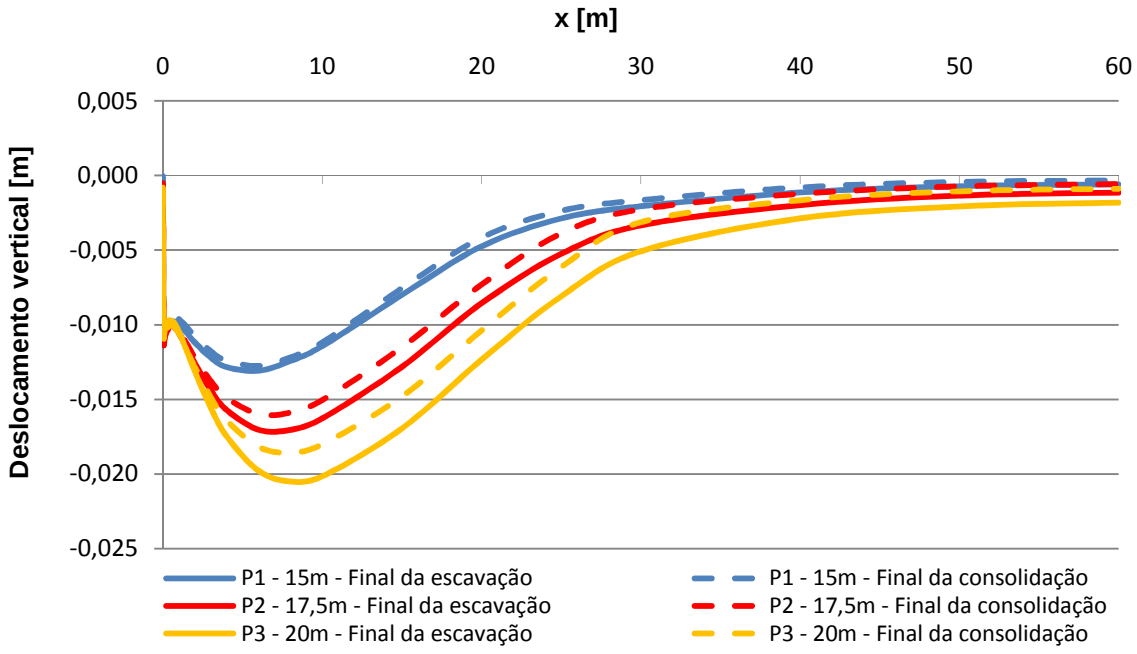


Figura 4.29 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno do lado suportado

A Figura 4.30 ilustra os deslocamentos verticais do fundo de escavação. Da análise da figura observa-se que os deslocamentos sofrem um aumento com a profundidade do estrato rígido. Tal como referido anteriormente, o deslocamento agrava-se ao longo do processo de consolidação.

Em relação ao final da escavação, o aumento dos deslocamentos com a profundidade do estrato rígido, deve-se aos deslocamentos da parede no sentido do centro da escavação, pelo aumento da altura de argila mole a pressionar a estrutura de contenção.

O empolamento na fase de consolidação é devido aos excessos de pressão neutra gerados na fase de escavação que, com a sua dissipação leva a uma expansão do maciço e ao consequente deslocamento vertical ascendente.

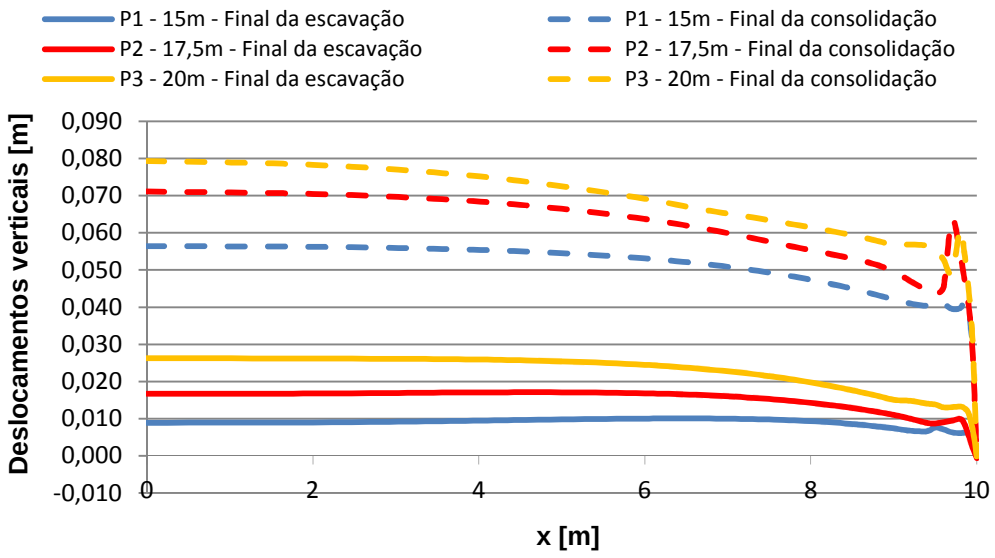


Figura 4.30 – Deslocamentos verticais do fundo de escavação

4.4 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À FLEXÃO DA CORTINA

4.4.1 PREÂMBULO

A rigidez à flexão da parede de contenção é um dos parâmetros que influencia os seus deslocamentos e também, consequentemente, os deslocamentos do maciço suportado

A rigidez à flexão da parede é dada por EI, sendo E o módulo de elasticidade e I o momento de inércia por metro de desenvolvimento.

A variação deste parâmetro visa estudar quais as consequências da alteração da rigidez da parede por diminuição da espessura da parede. Os casos em estudo estão representados no Quadro 4.3, tal como as respectivas espessuras e rigidez de cada parede simulada. A comparação é feita, do mesmo modo que as anteriores análises, com a estrutura implementada no estudo base.

Quadro 4.3 – Síntese do estudo efectuado para diferentes espessuras e rigidez

Parâmetro em estudo	Casos – Espessura (m)	Rigidez – EI [kN·m^2/m]
Rigidez da cortina	E1 (Estudo Base) = 1	$1{,}50\times10^6$
	E2 = 0.8	$7{,}68\times10^5$
	E3 = 0.6	$3{,}24\times10^5$

4.4.2 EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

4.4.2.1 Excessos de pressão neutra

Na Figura 4.31 são ilustrados os resultados relativos aos excessos de pressão neutra gerados durante a escavação e para as diferentes espessuras de parede em estudo.

Da análise da Figura 4.31 é possível observar que a alteração da rigidez da parede não provoca alterações significativas nos excessos de pressão neutra do lado suportado. Contudo, do lado escavado são visíveis algumas alterações, isto é, diminuição dos excessos de pressão neutra negativos junto à parede com a diminuição da rigidez. A rigidez da cortina provoca alterações no estado de tensão total do maciço. Quanto menor for a rigidez, menores são os excessos de pressão neutra gerados, o que é explicado pelo aumento da deformação da parede no sentido do centro da escavação, que provoca um efeito de compressão lateral abaixo do solo escavado.

Relativamente ao final da consolidação, não há variação significativa dos excessos de pressão neutra e por isso não se considerou necessária a sua ilustração.

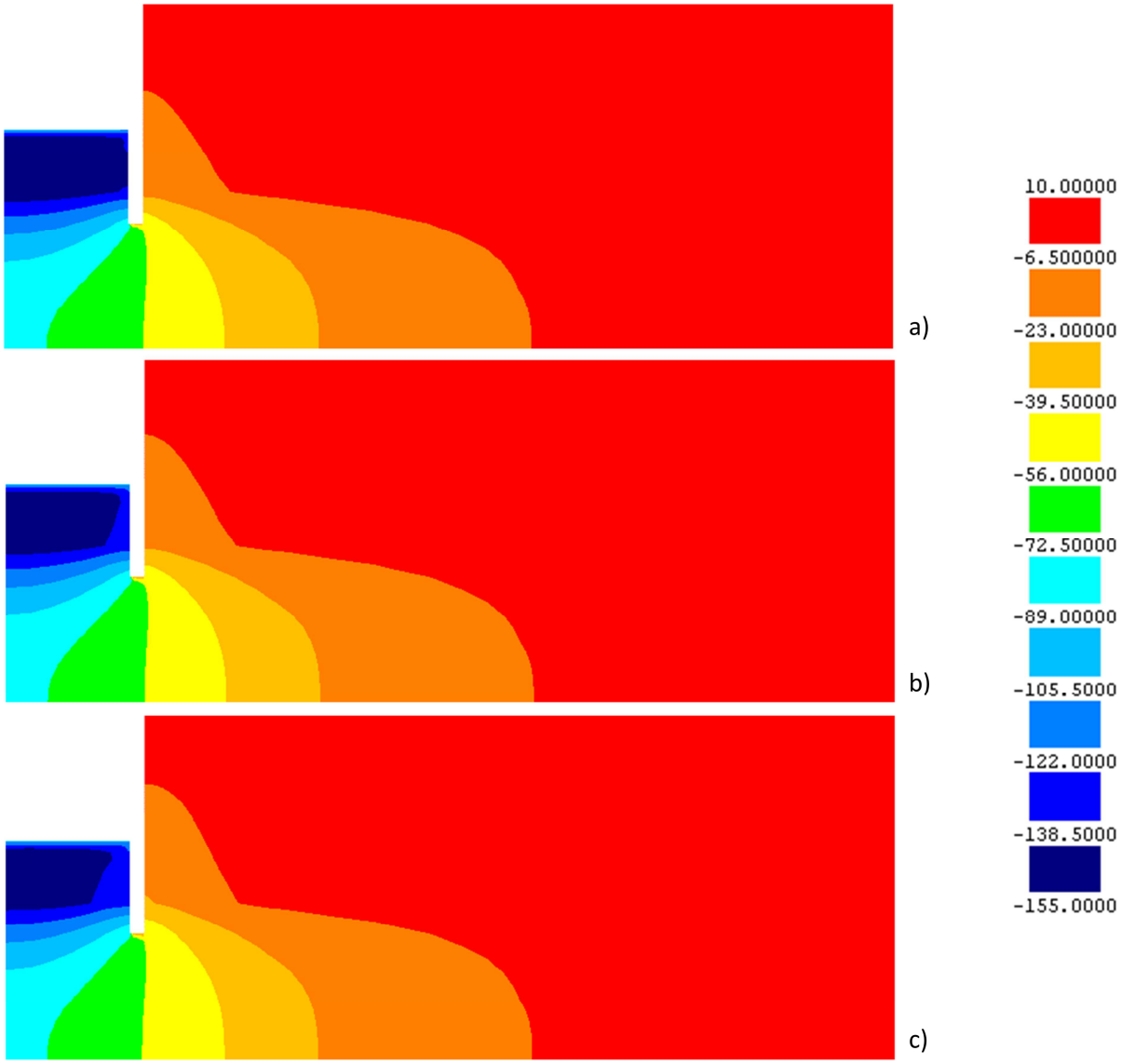


Figura 4.31 – Excessos de pressão neutra no final da escavação: a) E1 (Estudo base) = 1m; b) E2 = 0.8m; c) E3 = 0.6m.

4.4.2.2 Níveis de tensão

As Figuras 4.32 e 4.33 representam, respectivamente, os níveis de tensão no final da escavação e no final da consolidação.

Da análise no final da escavação, é possível observar, com a diminuição da rigidez da parede, um aumento do nível de tensão, principalmente junto à parede, quer do lado suportado, como do lado escavado. Este aumento, e correspondente ampliação da área de nível de tensão crítico (efeito mais significativo do lado suportado), ocorre devido ao consequente aumento dos deslocamentos laterais da parede por diminuição da espessura desta, como à frente se ilustrará.

No final da consolidação, há um aumento significativo dos níveis de tensão do lado escavado, atingindo valores mais elevados com a diminuição da rigidez. De salientar o caso E2, relativo à espessura 0,60m, onde há uma menor alteração dos níveis de tensão do final da escavação para o final

da consolidação, do lado suportado, comparativamente com as restantes simulações realizadas e para as fases em questão.

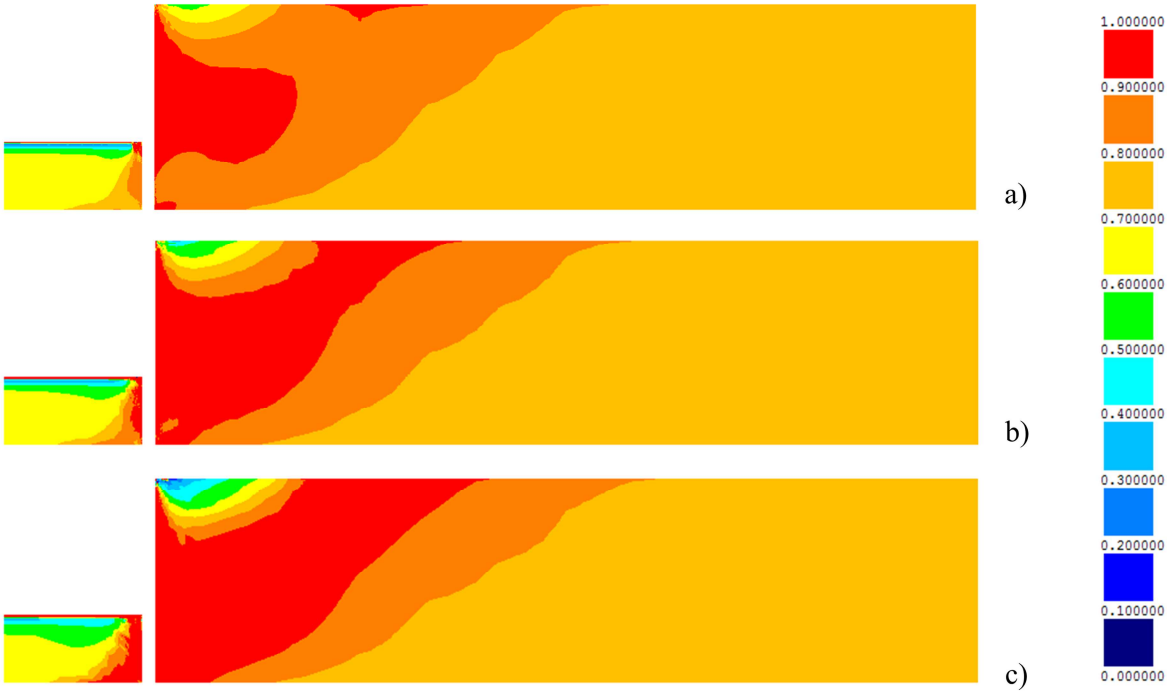


Figura 4.32 – Níveis de tensão no final da escavação: a) E1 (Estudo base) = 1m; b) E2 = 0.8m; c) E3 = 0.6m.

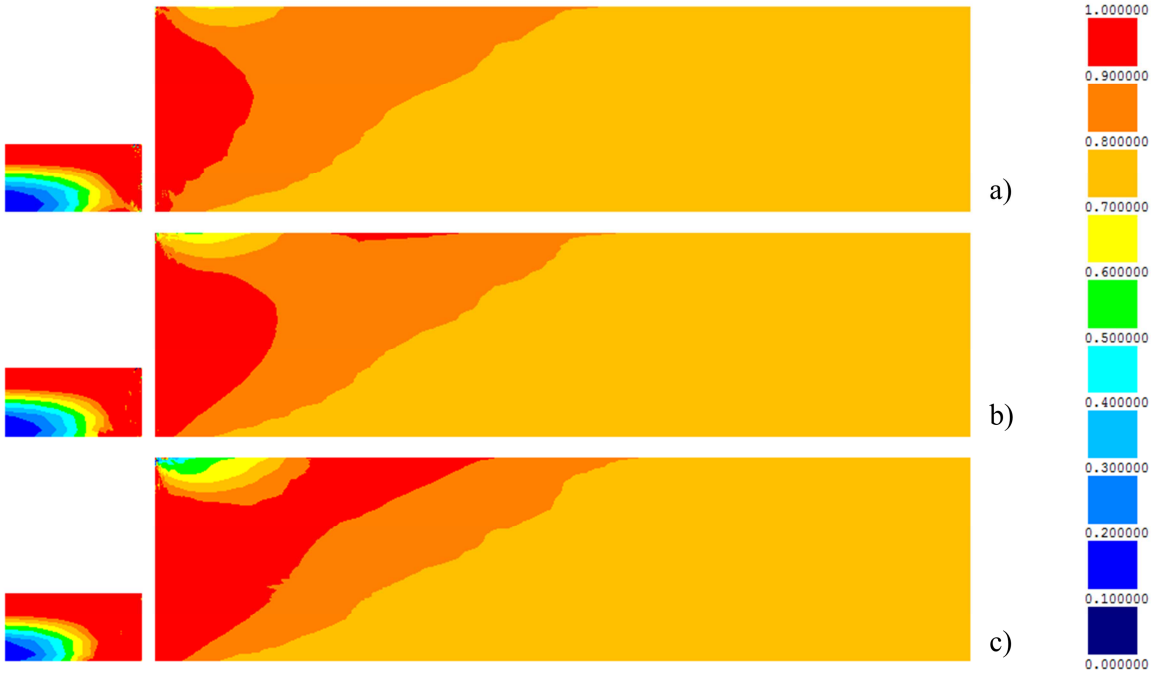


Figura 4.33 – Níveis de tensão no final da consolidação: a) E1 (Estudo base) = 1m; b) E2 = 0.8m; c) E3 = 0.6m.

4.4.2.3 Pressões de terras sobre a face da cortina

A Figura 4.34 representa os diagramas de pressão de terras sobre as faces da cortina para o final de escavação e consolidação, e para os três casos em estudo nesta análise.

As pressões do solo sobre a face da parede do lado escavado sofre um aumento com a diminuição da rigidez da parede, contrário ao que se verifica no lado suportado, onde ocorre uma diminuição da pressão do solo com a diminuição da espessura da parede. Do lado do maciço suportado, a variação de pressão é quase insignificante até aos 6m. As variações de pressão dos dois lados são explicadas pelo aumento de flexibilidade da parede de contenção, que leva a um aumento dos deslocamentos desta estrutura, como se poderá ver posteriormente, descomprimindo o solo suportado e provocando um aumento das pressões do lado escavado.

Após o final da escavação ocorre um aumento considerável de pressões do lado escavado, devido ao aumento da pressão de água e diminuição das tensões efectiva, que provoca à presença da parede, criando este aumento de pressões totais.

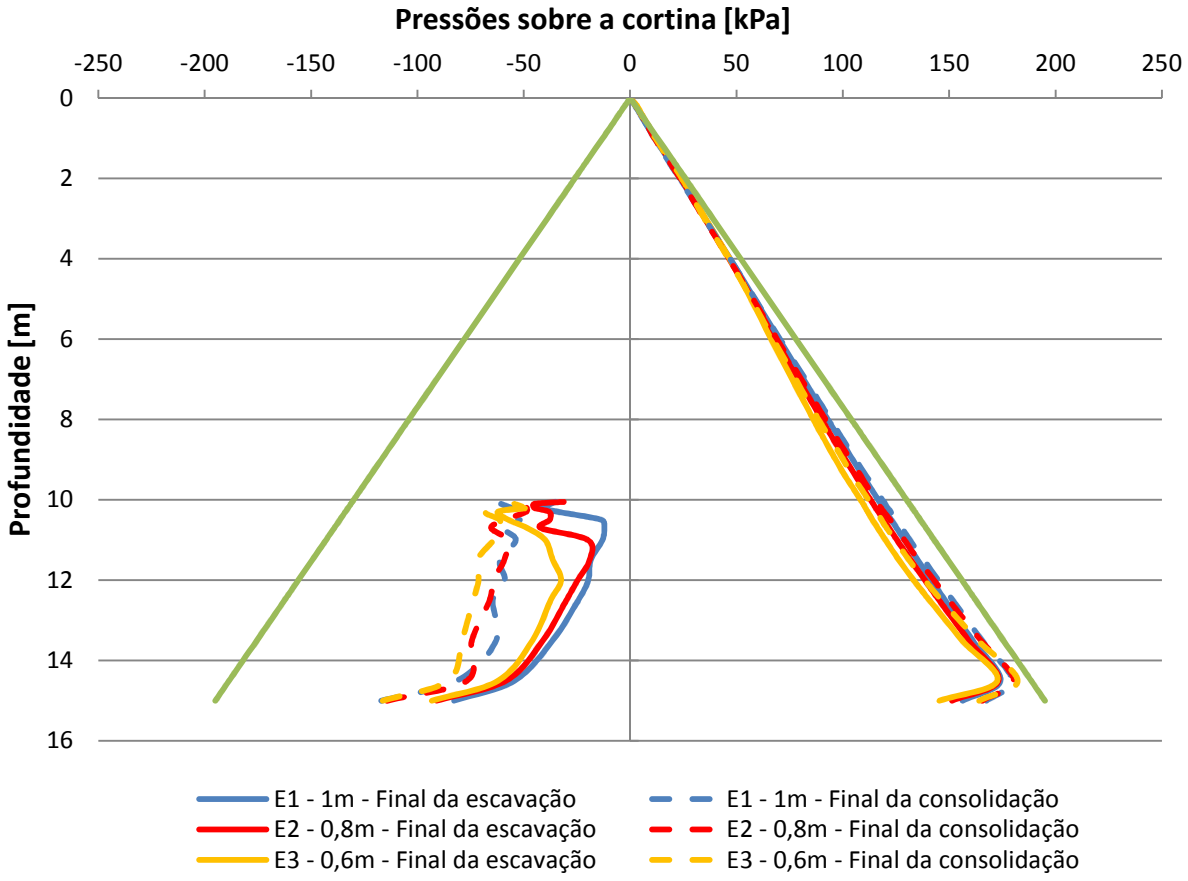


Figura 4.34 – Pressões de terra (tensões horizontais totais) nas faces da parede

4.4.2.4 Momentos flectores

Na Figura 4.35 é apresentado o diagrama de momentos flectores instalados na cortina, no final da escavação e final da consolidação, para os diferentes valores de rigidez em estudo.

Por observação dos diagramas de momentos flectores é possível descrever que com a diminuição da rigidez da parede de contenção, os momentos flectores aplicados nesta diminuem de valor.

Tendo em conta que os momentos flectores da parede estão directamente relacionados com as acções que se exercem nas faces da parede (pressões de terra) e com as reacções nos apoios (cargas distribuídas nas bandas de laje), uma vez que estas variam (Figura 4.34 e 4.36), verifica-se também, consequentemente, alteração nos momentos flectores da parede. A diminuição destes com a diminuição da rigidez da parede é justificada essencialmente pela diminuição da resultante de pressões (pressões de terras do lado suportado menos pressões de terra do lado escavado), como se viu anteriormente.

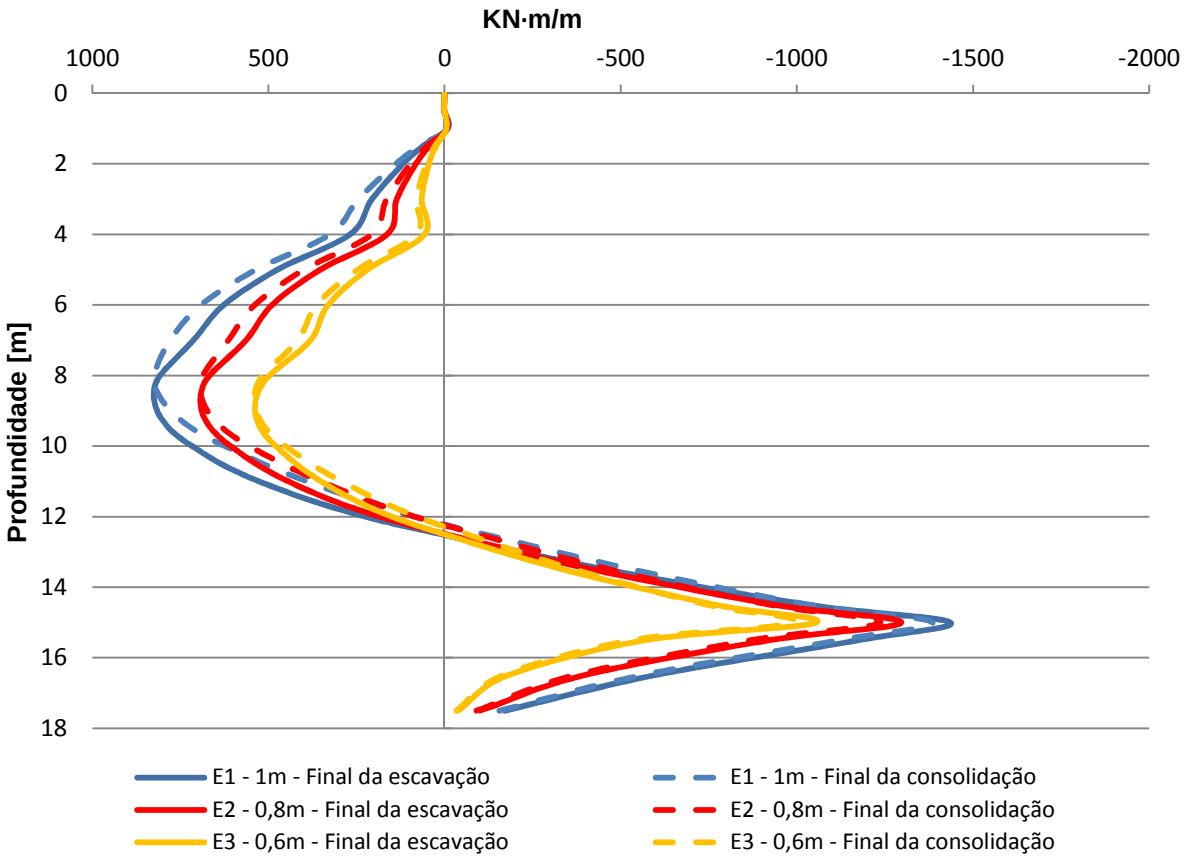


Figura 4.35 – Momentos flectores na cortina

4.4.2.5 Esforços nas bandas de laje

Na Figura 4.36 está ilustrada a carga distribuída aplicada nas bandas de laje ao longo do processo de escavação e considerando diminuição de rigidez.

A diminuição da rigidez estrutural da parede de contenção provoca uma diminuição da carga distribuída da primeira banda de laje, contrariamente ao que se verifica na segunda e terceira banda de laje, onde ocorre um aumento do esforço aplicado. Esta redistribuição das cargas do primeiro apoio para o segundo e terceiro está relacionada, naturalmente, com a alteração de pressões de terras nas faces da parede, como se viu anteriormente.

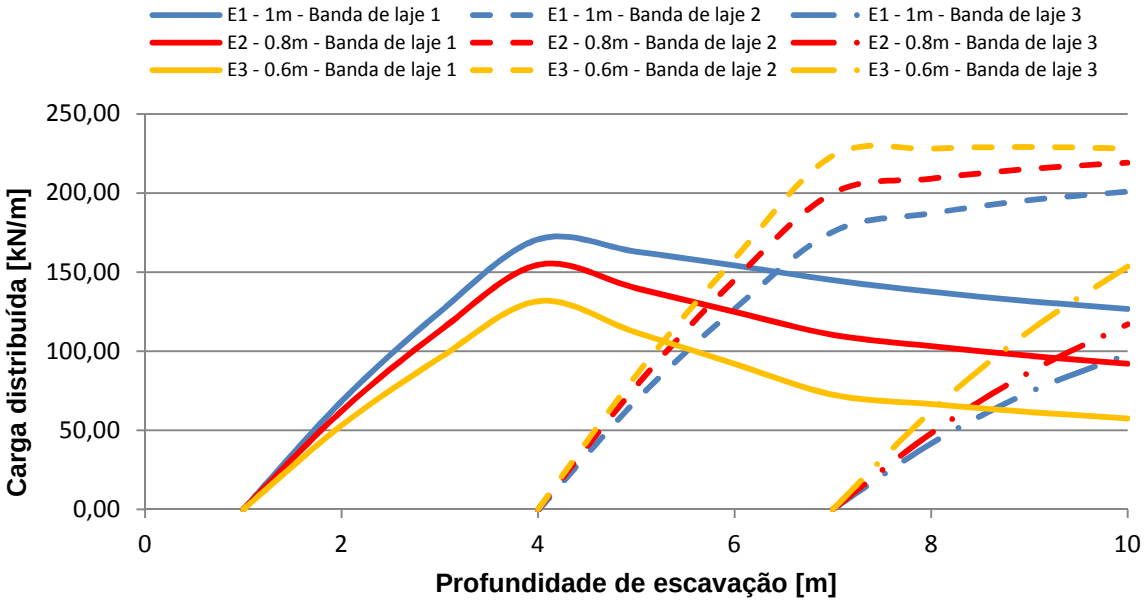


Figura 4.36 – Carga distribuída nas bandas de laje ao longo das fases de escavação

4.4.3 DESLOCAMENTOS

A Figura 4.37 apresenta os deslocamentos laterais da parede no final da escavação e no final da consolidação para os três casos de rigidez considerados.

Da análise da figura, pode-se concluir que há um aumento dos deslocamentos lateiras da parede com a diminuição da espessura da parede, como esperado. Os deslocamentos no topo são muito mais reduzidos que os valores máximos obtidos a uma profundidade entre os 6 e os 7 metros, devendo-se à maior flexibilidade da estrutura, que se deforma de modo mais notório devido às pressões exercidas pelo maciço.

Nas Figuras 4.38 e 4.39 estão representados, respectivamente, os deslocamentos horizontais e verticais da superfície de terreno do lado suportado.

Em consequência dos maiores deslocamentos da parede, verifica-se, como expectável, um aumento dos deslocamentos da superfície do terreno nas duas direcções com a diminuição da rigidez da parede, sendo que, na direcção horizontal o valor máximo passa a posicionar-se a cerca de 9 metros da parede, contrariamente ao que se verificava no estudo base, em que o valor máximo ocorria junto à parede. Em relação ao deslocamento vertical da superfície, é atingido, no segundo caso, um assentamento 17

mm e de 23 mm no terceiro, comparativamente aos 13 mm do estudo base. Em ambas as direcções a maior variação de deslocamento ocorre entre o segundo e terceiro casos de estudo, para além de que, no final da consolidação, há uma diminuição do assentamento verificado devido ao aumento de volume do solo associado à consolidação.

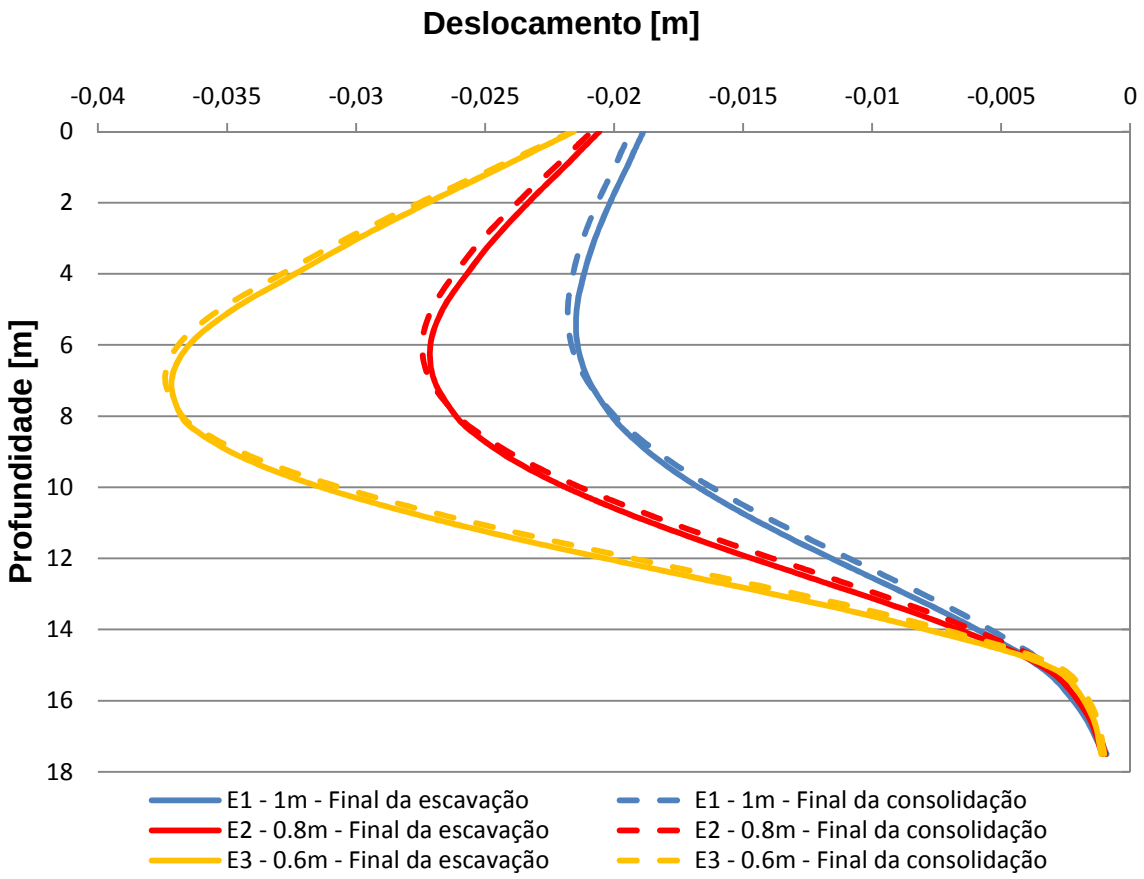


Figura 4.37 – Deslocamentos laterais da parede

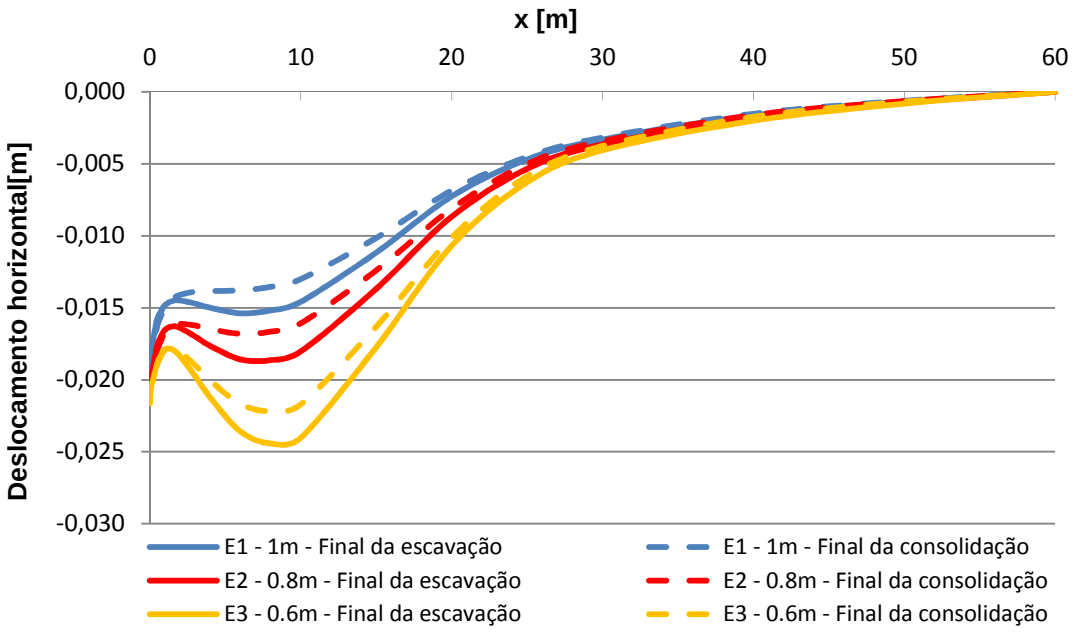


Figura 4.38 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno do lado suportado

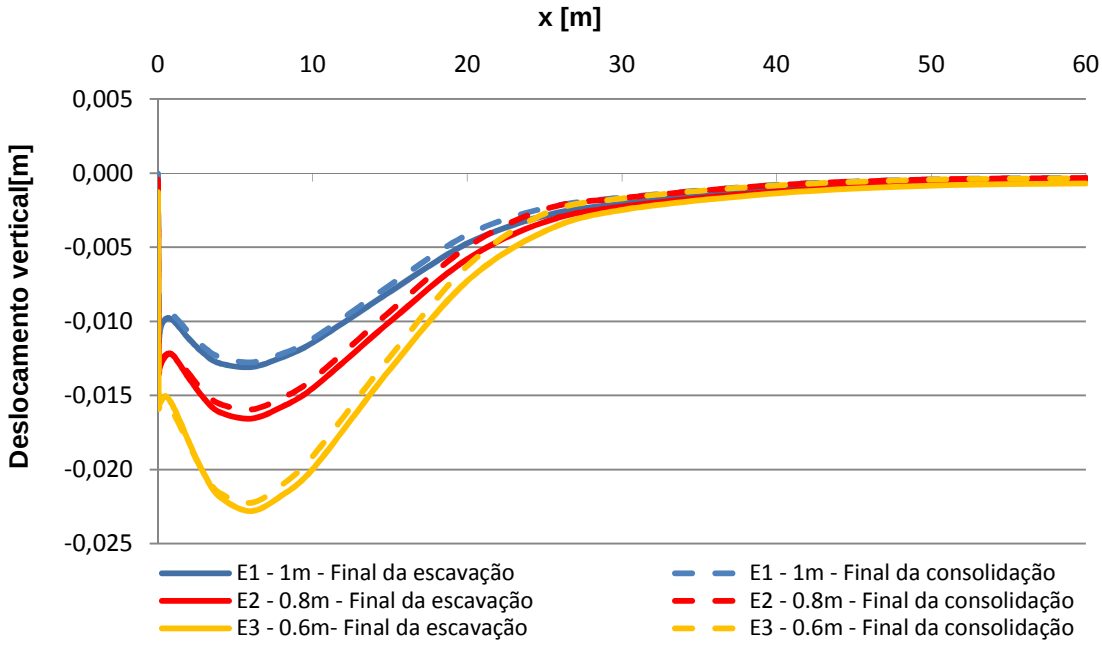


Figura 4.39 - Deslocamentos verticais da superfície do terreno do lado suportado

A Figura 4.40 ilustra os deslocamentos do fundo de escavação, apresentando variações pouco significativas de levantamento do solo para os três casos considerados. Como seria de esperar, no final da escavação, a segunda e terceira simulação sofre um maior deslocamento do fundo, pelo acréscimo do deslocamento da parede no sentido interior da escavação. No final da consolidação, há um aumento do levantamento do solo, por razões anteriormente descritas; este levantamento é menor para os dois casos de menor rigidez da parede, comparativamente ao que se verifica no estudo base, facto que é

justificado pelos menores valores dos excessos de pressão neutra negativos no final da escavação do lado escavado, como analisado anteriormente.

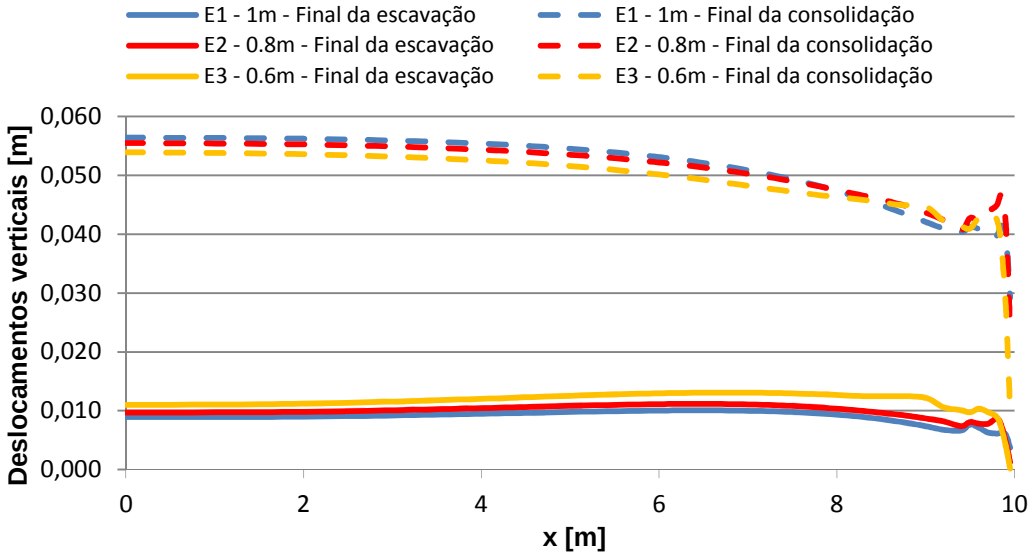


Figura 4.40 – Deslocamentos verticais do fundo de escavação

5
CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar este trabalho, em que se visou aprofundar a compreensão do comportamento de escavações em solos argilosos moles em que a estrutura é composta por paredes moldadas apoiadas por bandas de laje, torna-se relevante apresentar algumas considerações gerais e indicar alguns caminhos para o desenvolvimento de trabalhos futuros neste tema.

A análise foi feita com o auxílio a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, procedendo-se a uma análise em estado plano de deformação nos períodos de construção e de consolidação. O comportamento constitutivo dos solos foi modelado com recurso à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos através de um modelo elastoplástico (modelo p-q-θ).

Foi idealizado um modelo de uma escavação num maciço argiloso mole suportado por paredes moldadas apoiadas por bandas de laje (estudo base). Através do programa mencionado anteriormente, foi realizada uma análise do comportamento da escavação e da estrutura de contenção, desde o início da escavação e processo construtivo até à dissipação total dos excessos de pressão neutra. Desta análise foram extraídos valores para as diferentes fases de evolução dos processos de escavação e construção relativos: aos estados de tensão, pressão de água, excessos de pressão neutra, tensões efectivas, tensões de corte e níveis de tensão; às deformações do maciço, considerando a superfície suportada e o fundo de escavação; às deformações da estrutura de contenção, deslocamento lateral, e esforços aplicados nesta, momentos flectores, pressões de terra sobre a cortina e carga distribuída nas bandas de laje. Destes resultados, importa realçar as seguintes conclusões:

No que respeita ao estado de tensão:

- o processo de escavação gera excessos de pressão neutra negativos em praticamente todo o maciço, sendo mais significativos na zona subjacente ao maciço de escavação, dado que é nesta zona que se verifica uma maior diminuição da tensão média total. Relativamente ao período após a escavação, verifica-se a dissipação de parte dos excessos de pressão neutra negativos gerados durante o processo de escavação;
- quanto às tensões de corte, ocorre um aumento destas tensões durante o período de escavação, com maior preponderância junto à parede;
- em relação aos níveis de tensão, verifica-se um aumento generalizado do seu valor, sendo de realçar o aumento significativo verificado do lado suportado acima do fundo de escavação e na superfície do lado escavado pela diminuição das tensões efectivas nessa zona.

Relativamente aos esforços aplicados sobre a cortina e as bandas de laje:

- as pressões de terra sofrem uma alteração do lado escavado, resultante da remoção de terras durante a escavação. No final da consolidação, estas aumentam devido ao aumento da pressão de água. O mesmo acontece do lado suportado contudo, em menor escala,
- os momentos flectores máximos, positivos e negativos, da parede aumentam com o progredir da escavação, não sucedendo variação significativa destes valores para o final da consolidação. O momento máximo negativo resulta de um "certo encastramento" da parede no estrato rígido;
- a carga distribuída nas bandas de laje cresce com a profundidade de escavação, no entanto, quando é instalado um novo nível de apoio, a carga do nível anterior diminui (banda de laje 1) ou sofre uma diminuição no declive de crescimento da carga (banda de laje 2). Com o decorrer da consolidação a carga das duas primeiras bandas de laje sofre um aumento, mais significativo na segunda. A carga da terceira banda de laje verifica a maior variação de valor, neste caso negativa.

No que se refere aos deslocamentos, interessa salientar que:

- ao longo das fases de escavação, a parede desloca-se cada vez mais horizontalmente, atingindo o máximo de 2,14 cm à profundidade de 6 metros. Com a consolidação, há um aumento do deslocamento da parede na profundidade escavada e uma ligeira diminuição abaixo desta;
- os movimentos horizontais e verticais da superfície do maciço do maciço suportado aumentam com o decurso da escavação. Os valores mais elevados são atingidos junto à parede, na direcção horizontal, e a uma distância de 6 metros da estrutura de contenção, na direcção vertical, aproximando-se dos 2 cm no primeiro e de 1,3 cm no segundo. No final da consolidação ocorre uma diminuição dos deslocamentos provocados pelo processo de escavação;
- durante a escavação há um levantamento da base da escavação, pela retirada de terras sobrejacentes e pelo deslocamento da parede abaixo deste nível. Com o decorrer da consolidação os deslocamentos são agravados, por causa da dissipação dos excessos de pressão neutra negativos e resultante diminuição da tensão efectiva vertical.

No capítulo 4 procedeu-se a análise paramétrica com o objectivo de avaliar a influência das dimensões da planta de escavação, assim como da profundidade do estrato rígido e num outro estudo, averiguar as consequências da variação da rigidez da parede de contenção. Os resultados destas análises paramétricas foram comparados com os resultados obtidos no estudo base. A partir destes resultados é possível concluir que:

- a geometria de escavação provoca variações significativas nos deslocamentos da parede de contenção e do maciço suportado, à medida que se prolonga uma das dimensões em planta da escavação. A parede sofre variação do deslocamento lateral cada vez mais significativo entre o final da escavação e o final da consolidação; a superfície suportada tem, no final da consolidação, uma redução dos deslocamentos obtidos no final da escavação, nas direcções horizontal e vertical. Em relação aos momentos flectores instalados na parede há um aumento com o aumento de um dos lados da escavação, salientando-se um acréscimo mais significativo entre o estudo base e o segundo caso em estudo. As bandas de laje são alvo de uma redução da carga distribuída na segunda e terceira banda de laje, pelo contrário, a primeira sofre um aumento de carga no final da escavação;
- a profundidade a que se encontra o estrato rígido afecta de sobremaneira os resultados obtidos, já que o aumento de altura do maciço de argila mole exerce maiores pressões sobre a estrutura

de contenção. Devido a este facto observa-se um aumento considerável dos deslocamentos, quer da parede, quer da superfície suportada, para além de um aumento dos momentos flectores máximos, de cerca de 38,5% para o valor negativo e 56,7% nos momentos flectores positivos entre o estudo base e a última simulação; nas bandas de laje 2 e 3 verifica-se um aumento da carga aplicada pelo aumento de comprimento da parede abaixo da base de escavação sujeita a pressões de terra. O aumento da profundidade do estrato rígido seria possível no caso de acrescentar mais um apoio à parede de contenção de forma a diminuir os esforços aplicados das duas bandas de laje citadas e diminuir os deslocamentos da parede e consequentemente os deslocamentos da superfície suportada;

- a diminuição da rigidez da parede de contenção provoca um aumento notável das deformadas da superfície do maciço e da estrutura de contenção, tal como aumento da carga aplicada nas bandas de laje 2 e 3. Os valores dos momentos flectores diminuem com a diminuição da rigidez. Em consequência destes resultados é possível afirmar que a variação da espessura da parede, e consequente rigidez desta, tem grande influência no comportamento da estrutura e do maciço suportado e, como tal, as vantagens que esta redução de espessura pode trazer a nível de custos pode não ser compatível com as deformações e os danos em estruturas vizinhas.

No âmbito desta temática, entende-se que poderão ser feitos estudos futuros focados nas seguintes pontos:

- Fazer variar as dimensões das bandas de laje de forma a avaliar a rigidez necessária ao apoio da parede;
- Realizar modelação numérica tendo por base as características de obras reais, cujo comportamento seja observado e medido, de forma a comparar os resultados modelados com a deformação real;
- Efectuar estudos numéricos fazendo variar as características do maciço;
- Realizar modelação numérica tridimensional, de forma a melhor aproximar a modelação às condições reais de escavação.

BIBLIOGRAFIA

Aun, G. V., e Gonçalves, H.H.S. *A influencia da largura de uma vala na determinação do empuxo passivo*. Proc. 9º Congresso Nacional de Geotécnia, Aveiro, pp.11-20, 2004

Azevedo, M. *Escavações cilíndricas em solos moles suportados por paredes moldadas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010

Borges, J. L. Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.

Bose, S. K. e Som, N. N. (1998). *Parametric study of a braced cut by finite element method.* Computers and Geotechnics, Elsevier Science Publishers, England, Vol.22, nº 2, pp. 91-107.

Brito, J. Paredes Moldadas, Instituto Superior Técnico. 2001

Costa, A., et al. *Contenção em "Top-Down" para execução de 5 caves num edifício na baixa de Coimbra.* 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, 2010

Costa, P. *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto, 2005

JerSJ Geotecnia (2010). *Curriculum Vitae da Empresa*. (www.jetsj.pt). Consultado em Maio de 2011.

Mascarenhas, J. *Sistemas de Construção – descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados em Portugal, Volume I*. Livros Horizonte, Lisboa, 2001

Matos Fernandes, M.*Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1983

Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos Volume II*, FEUP, Porto, 1995.

Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais Volume I*, FEUP, Porto, 2006.

Osaimi, A. E., Clough, G. W. *Pore-pressure dissipation during excavation.* Journal Geothecnical Divison, ASCE, GT4, pp. 481-498, 1979

Peixoto, A. *Novas tecnologias de consolidação de solos "Cutter Soil Mixing"*. (www.georumo.pt) Consultado em Maio de 2011.

Pinto, A., et al. *Soluções de contenção periférica e fundações do edifício Baía em Luanda – Angola*, 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, 2010a

Pinto, A., et al. *Soluções de contenção periférica e de recalçamento de fachadas do edificio na Av. Da República n.º25 – Lisboa*, 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, 2010b

Pinto, A. et al. *Palácio Sotto Mayor: recalçamento de edifício centenário e escavação de grande altura em meio urbano*, 2º Ciclo de palestras em Engenharia Civil – Universidade Nova de Lisboa, (http://www.dec.fct.unl.pt/UNIC/palestras/Ciclo_Palestras_2003/2003_10_22.html), 2003

Pinto, R. *Sistemas Construtivos de Estruturas de Contenção Multi-Apoiadas em Edifícios*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008

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

Puller, M. *Deep excavations, a practical manual*. Thomas Telford, Londres, 1996

Terzaghi, L. e Peck, R. B. *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. 2ª Edição. El Ateneo. Barcelona, 1973