U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ESCORADAS EM SOLOS MOLES

CÉSAR MANUEL FERREIRA DE SOUSA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Topa Gomes

Co-Orientador: Professor Doutor Manuel de Matos Fernandes

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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

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

A meus Pais,

À Rita

O que é que tentaria fazer se soubesse que não conseguiria fracassar?

Dr. Robert Schulle

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar os seus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram para a elaboração deste trabalho:

- Ao Prof. Doutor António Topa Gomes, pela dedicação, disponibilidade, conhecimentos transmitidos, paciência e amizade patenteada durante todo este período
- Ao Prof. Doutor Matos Fernandes pela forma como durante o mestrado, de forma entusiasta e motivadora, transmitiu os conhecimentos da Mecânica dos Solos
- Aos colegas e amigos da Faculdade de Engenharia
- Ao engenheiro Nuno Raposo pelas trocas de ideias e sugestões proporcionadas

Quer o autor por fim declarar o ser profundo agradecimento aos pais, e de um modo especial à Rita pelo incentivo, contribuição e compreensão que sempre demonstraram, principalmente nos momentos mais difíceis.

RESUMO

Com o presente trabalho, pretende-se construir um modelo que, de forma simples e expedita, permita pré-dimensionar estruturas de contenção escoradas.

São referidos alguns aspectos condicionantes normalmente associados a escavações escoradas nomeadamente deslocamentos da cortina e do maciço suportado, assim como as vantagens e desvantagens inerentes à aplicação de um sistema de escoramento. Divulgam-se algumas soluções recentemente empregues.

Apresenta-se quatro escavações base que, sendo elas objecto de uma simulação numérica através do *software* comercial PLAXIS, contribuem para um melhor conhecimento do comportamento de escavações escoradas em solos argilosos moles.

Com suporte nas escavações base é efectuado um vasto estudo paramétrico onde são analisados os efeitos das diversas variáveis, concluindo a influência das características mecânicas e geométricas do maciço e da cortina no comportamento global da escavação.

São estabelecidas leis de influência que servem de suporte ao método de pré-dimensionamento criado, permitindo prever os esforços e deslocamentos em estruturas de contenção reais. A aplicabilidade e agilidade do método ficam evidenciadas com a apresentação de alguns exemplos.

Palavras-chave: Escavações escoradas
Estudo paramétrico
Solos argilosos moles
Pré-dimensionamento

ABSTRACT

The present work intends to develop a simple and prompt methodology for preliminary design of braced excavations.

Some important aspects normally associated to the behavior of a retaining wall and supported soil, as well as advantages and disadvantages related to braced excavations, are also presented. Some recent solutions, collected from the last Geotechnical Conference are also referred.

Four standard braced excavations are presented, which had beeb the bais of a numerical simulation using the commercial software PLAXIS, contributng to better understanding the behavior of braced excavations in soft clays.

An extensive parametric study as also conducted, where the effects of several variables are studied in order to assess the influence of mechanical and geometrical characteristics of the supported soil and the retaining wall on the global behavior.

Influence laws are established to support the created preliminary design methodology, allowing the prediction of real braced structures' stresses and displacements. Both the applicability and flexibility of the method are highlighted with the presentation of some examples.

Keywords: Braced excavations
Parametric study
Soft clay soils
Preliminary Design

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. JUSTIFICAÇÃO DA ESCOLHA DO TEMA 1
1.2. OBJECTIVO 2
1.3. ÂMBITO 2
1.4. ESTRUTURA DE TESE 2

2. ESCAVAÇÕES ESCORADAS – PROBLEMÁTICAS E SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS 3
2.1. INTRODUÇÃO 3
2.2. DESLOCAMENTOS EM ESCAVAÇÕES ESCORADAS 3
2.3. ANCORAGENS VERSUS ESCORAS 7
2.4. EXEMPLOS DE SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA ESCAVAÇÕES ESCORADAS 8
2.4.1. INTRODUÇÃO 8
2.4.2. CONTENÇÃO EM "TOP-DOWN" PARA A EXECUÇÃO DE 5 CAVES NUM EDIFÍCIO NA BAIXA DE COIMBRA 8
2.4.2.1. Descrição da Obra 8
2.4.2.2. Condições geológico-geotécnicas 8
2.4.2.3. Solução proposta 9
2.4.2.4. Modelo de análise e resultados obtidos 9
2.4.3. SOLUÇÕES DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA E FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO BAÍA EM LUANDA – ANGOLA 10
2.4.3.1. Descrição da Obra 10
2.4.3.2. Geologia e geotecnia 10
2.4.3.3. Principais soluções 11
2.4.3.4. Modelo de análise e resultados obtidos 12

3. MODELAÇÃO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO ESCORADA 15
3.1. INTRODUÇÃO 15
3.2. APRESENTAÇÃO DO ESTUDO NUMÉRICO EFECTUADO 15
3.2.1. ESCAVAÇÕES CONSIDERADAS 15
3.2.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DO MACIÇO 17
3.2.3. ESTRUTURAS DE SUPORTE CONSIDERADAS 18
3.2.4. VISUALIZAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO 21

3.2.5. FASEAMENTO CONSTRUTIVO 22
3.2.5.1. Escavação 1 22
3.2.5.2. Escavação 2 23
3.2.6. Condições Hidráulicas e estado de tensão inicial 24
3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ESCAVAÇÃO 1 25
3.3.1. SOLO A 25
3.3.1.1. Deslocamentos 25
3.3.1.2. Esforços no escoramento. 30
3.3.1.3. Momentos flectores. 31
3.3.1.4. Pressões de terras 32
3.3.2. SOLO B 33
3.3.2.1. Deslocamentos 33
3.3.2.2. Esforços no escoramento. 38
3.3.2.3. Momentos flectores. 38
3.3.2.4. Pressões das terras 39
3.3.3. SOLO A VS SOLO B (FASE FINAL) 40
3.3.3.1. Deslocamentos 40
3.3.3.2. Esforços no escoramento 42
3.3.3.3. Momentos flectores na cortina 42
3.3.3.4. Pressões das terras 43
3.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ESCAVAÇÃO 2 44
3.4.1. SOLO A 44
3.4.1.1. Deslocamentos 44
3.4.1.2. Esforços no escoramento 49
3.4.1.3. Momentos flectores na cortina 50
3.4.1.4. Pressões das terras 52
3.4.2. SOLO B 53
3.4.2.1. Deslocamentos 53
3.4.2.2. Esforços axiais no escoramento. 58
3.4.2.3. Momentos flectores 58
3.4.2.4. Pressões de terras 61
3.4.3. SOLO A VS SOLO B (FASE FINAL) 62
3.4.3.1. Deslocamentos 62
3.4.3.2. Esforços axiais no escoramento 64
3.4.3.3. Momentos flectores. 64
3.4.3.4. Pressões das terras 65

4. ESTUDO PARAMÉTRICO 67
4.1. INTRODUÇÃO 67
4.2. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA E ESTRATÉGIA ADOPTADAS 67

4.2.1. PARÂMETROS ESTUDADOS 67
4.2.2. CARACTERÍSTICAS COMUNS AOS VÁRIOS CÁLCULOS 68
4.2.2.1. Geometria e faseamento construtivo 68
4.2.2.2. Maciço suportado 69
4.2.2.3. Pré-esforço 69
4.2.2.4. Justificação dos cálculos efectuados e sua designação 70
4.2.2.5. Procedimento de normalização dos resultados 72
4.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO 73
4.3.1. INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE PRÉ-ESFORÇO 73
4.3.1.1. Introdução 73
4.3.1.2. Pressões das terras 73
4.3.1.3. Deslocamentos 74
4.3.1.4. Momentos flectores 75
4.3.2. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO SISTEMA DE SUPORTE 78
4.3.2.1. Introdução 78
4.3.2.2. Pressões de terras 79
4.3.2.3. Deslocamentos 79
4.3.2.4. Momentos flectores 81
4.3.3. INFLUÊNCIA DA ALTURA DE ESCAVAÇÃO 82
4.3.3.1. Introdução 82
4.3.3.2. Pressões de terras 83
4.3.3.3. Deslocamentos 84
4.3.3.4. Momentos flectores 86
4.3.4. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DO FIRME 87
4.3.4.1. Introdução 87
4.3.4.2. Pressões de terras 87
4.3.4.3. Deslocamentos 88
4.3.4.4. Momentos flectores 90
4.3.5. INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DO SOLO 91
4.3.5.1. Introdução 91
4.3.5.2. Pressões de terras 93
4.3.5.3. Deslocamentos 94
4.3.5.4. Momentos flectores 95
4.3.6. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO DO SOLO 96
4.3.6.1. Introdução 96
4.3.6.2. Pressões de terras 97
4.3.6.3. Deslocamentos 98
4.3.6.4. Momentos flectores 99
4.3.7. INFLUÊNCIA DA EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA EM PROFUNDIDADE 101
4.3.7.1. Introdução 101

4.3.7.2. Pressões de terras 103
4.3.7.3. Deslocamentos 103
4.3.7.4. Momentos flectores 104
4.3.8. INFLUÊNCIA DA EXISTÊNCIA DE UMA CAMADA SUPERFICIAL DE MAIOR RESISTÊNCIA 106
4.3.8.1. Introdução 106
4.3.8.2. Pressões das terras 106
4.3.8.3. Deslocamentos 107
4.3.8.4. Momentos flectores 108
4.3.9. ANÁLISE GLOBAL DOS DESLOCAMENTOS DO MACIÇO SUPORTADO 108
4.3.10. PRÉ-ESFORÇO NAS ESCORAS 110
4.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS 110

5. MÉTODO PROPOSTO 111
5.1. INTRODUÇÃO 111
5.2. FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DO MÉTODO PROPOSTO 111
5.3. PROCEDIMENTO PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO 111
5.4. DEFINIÇÃO DA ESCAVAÇÃO OBJECTIVO 112
5.5. PREVISÃO DE MOMENTOS FLECTORES 112
5.6. PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS 114
5.7. VARIAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO NAS ESCORAS 116
5.8. AUTOMATIZAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO 117
5.9. VALIDAÇÃO DOS CÁLCULOS EFECTUADOS 118
5.10. CONSIDERAÇÕES FINAIS 118

6. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO 119
6.1. INTRODUÇÃO 119
6.2. EXEMPLO DE APLICAÇÃO 1 119
6.2.1. DEFINIÇÃO DA ESCAVAÇÃO 119
6.2.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO PARA PREVISÃO DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS 120
6.3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO 2 121
6.3.1. DEFINIÇÃO DA ESCAVAÇÃO 121
6.3.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO PARA PREVISÃO DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS 121
6.3.3. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS 123
6.4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO 3 123
6.4.1. DEFINIÇÃO DA ESCAVAÇÃO 123
6.4.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO PARA A PREVISÃO DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS 124
6.4.3. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS 124
6.5. EXEMPLO DE APLICAÇÃO 4 124
6.5.1. DEFINIÇÃO DA ESCAVAÇÃO 124

6.5.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO PARA A PREVISÃO DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS 125
6.5.3. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS 125
6.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS 126

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 127
7.1. CONCLUSÕES 127
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 128

BIBLIOGRAFIA 129

ANEXOS I - ESCAVAÇÕES E RESULTADOS A1

ANEXOS II -VALIDAÇÃO DOS CÁLCULOS EFECTUADOS A13

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Esquema geral da escavação estudada 4

Fig. 2.2 - Deslocamentos horizontais da cortina e deslocamentos verticais do maciço suportado depois de instalado o terceiro nível de escoramento 4

Fig. 2.3 - Deslocamentos horizontais da cortina e deslocamentos verticais do maciço suportado para três e quatro níveis de escoramento 5

Fig. 2.4 - Deslocamentos horizontais da cortina e deslocamentos verticais do maciço suportado com sobreescavação e sem sobreescavação 6

Fig. 2.5 - Deslocamentos horizontais da cortina e deslocamentos verticais do maciço suportado para 50% e 100% da rigidez teórica 6

Fig. 2.6 - Perfil geológico longitudinal (Costa, A. [et al.], 2010) 8

Fig. 2.7 - Corte transversal tipo (Costa, A. [et al.], 2010) 9

Fig. 2.8 - Gráfico comparativo entre a deformada da parede moldada estimada no modelo de cálculo e a lida no inclinómetro em obra, para uma altura de escavação de cerca de 9,00 m (Costa, A. [et al.], 2010) 10

Fig. 2.9 - Solução adoptada para a contenção periférica (Pinto, A. [et al.], 2010) 11

Fig. 2.10 - Vista do 1º nível de travamento (Pinto, A. [et al.], 2010) 11

Fig. 2.11 - Resultados no plano de observação e instrumentação (Pinto, A. [et al.], 2010) 12

Fig. 3.1 - Corte transversal da escavação 1 16

Fig. 3.2 - Corte transversal da escavação 2 16

Fig. 3.3 - Evolução da resistência não drenada em profundidade para os dois tipos de solo considerados 17

Fig. 3.4 - Dimensões para o cálculo da área da secção transversal representativa da estrutura real . 19

Fig. 3.5 - Pressões horizontais de repouso sobre a parede moldada na Escavação 1 para o Solo A. 20

Fig. 3.6 - Malha de elementos finitos e condições fronteira para a escavação 1 21

Fig. 3.7 - Malha de elementos finitos e condições fronteira para a escavação 2 22

Fig. 3.8 - Faseamento construtivo da escavação 1 23

Fig. 3.9 - Faseamento construtivo da escavação 2 24

Fig. 3.10 - Condições hidráulicas no final da escavação 1 25

Fig. 3.11 - Deformação horizontal no final da escavação (escala em milímetros) 26

Fig. 3.12 - Deformação vertical no final da escavação (escala em milímetros) 26

Fig. 3.13 - Deslocamentos da cortina na fase final da escavação: a) – deslocamento total; b) – deslocamento horizontal; c) – deslocamento vertical 27

Fig. 3.14 - Deslocamentos verticais do fundo da escavação ao longo do processo construtivo 28

Fig. 3.15 - Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo 28

Fig. 3.16 - Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado para as fases 2 e 4 29

Fig. 3.17 - Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo 29

Fig. 3.18 - Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação 30
Fig. 3.19 - Esforços no escoramento..... 31
Fig. 3.20 - Momentos flectores na cortina 32
Fig. 3.21 - Tensões normais na interface solo-paramento..... 33
Fig. 3.22 - Deformação horizontal no final da escavação (escala em milímetros)..... 34
Fig. 3.23 - Deformação vertical no final da escavação (escala em milímetros)..... 34
Fig. 3.24 - Deslocamentos da cortina na fase final da escavação: a) – deslocamento total; b) – deslocamento horizontal; c) – deslocamento vertical..... 35
Fig. 3.25 - Deslocamentos verticais do fundo da escavação ao longo do processo construtivo..... 36
Fig. 3.26 - Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo 36
Fig. 3.27 - Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo 37
Fig. 3.28 - Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação 37
Fig. 3.29 - Esforços no escoramento..... 38
Fig. 3.30 - Momentos flectores na cortina 39
Fig. 3.31 - Tensões normais na interface solo-paramento..... 39
Fig. 3.32 - Deslocamentos horizontais da cortina para o solo A e solo B..... 40
Fig. 3.33 - Deslocamentos verticais do fundo de escavação para o solo A e solo B 41
Fig. 3.34 - Deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A e solo B 41
Fig. 3.35 - Evolução do esforço axial nas escoras para a escavação no solo A e solo B 42
Fig. 3.36 - Momentos flectores na cortina para o solo A e solo B..... 43
Fig. 3.37 - Tensões normais na interface solo-paramento para dos dois tipos de solo..... 44
Fig. 3.38 - Deformação horizontal no final da escavação (escala em milímetros)..... 45
Fig. 3.39 - Deformação vertical no final da escavação (escala em milímetros)..... 45
Fig. 3.40 - Deslocamentos da cortina na fase final da escavação: a) – deslocamento total; b) – deslocamento horizontal; c) – deslocamento vertical..... 46
Fig. 3.41 - Deslocamentos verticais do fundo da escavação ao longo do processo construtivo..... 47
Fig. 3.42 - Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo 47
Fig. 3.43 - Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo 48
Fig. 3.44 - Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação 48
Fig. 3.45 - Esforços no escoramento..... 49
Fig. 3.46 - Diagrama de tensões horizontais em repouso, do pré-esforço instalado (a) e das pressões máximas sobre a parede (b)..... 50
Fig. 3.47 - Momentos flectores na cortina nas fases 2 a 12..... 51
Fig. 3.48 - Envolvente dos momentos flectores na cortina 51
Fig. 3.49 - Momentos flectores na cortina nas fases 4 e 5..... 52
Fig. 3.50 - Tensões normais na interface solo-paramento..... 53
Fig. 3.51 - Deformação horizontal no final da escavação (escala em milímetros)..... 54

Fig. 3.52 - Deformação vertical no final da escavação (escala em milímetros) 54
Fig. 3.53 - Deslocamentos da cortina na fase final da escavação: a) – deslocamento total; b) – deslocamento horizontal; c) – deslocamento vertical 55
Fig. 3.54 - Deslocamentos verticais do fundo da escavação ao longo do processo construtivo 56
Fig. 3.55 - Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo 56
Fig. 3.56 - Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo 57
Fig. 3.57 - Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação 57
Fig. 3.58 - Esforços no escoramento 58
Fig. 3.59 - Momentos flectores na cortina nas fases 2 a 12 59
Fig. 3.60 - Envolvente dos momentos flectores na cortina 59
Fig. 3.61 - Momentos flectores na cortina nas fases 4 e 5 60
Fig. 3.62 - Diagrama de tensões horizontais em repouso, do pré-esforço instalado (a) e das pressões máximas sobre a parede (b) 61
Fig. 3.63 - Tensões normais na interface solo-paramento 61
Fig. 3.64 - Deslocamentos horizontais da cortina para o solo A e solo B..... 62
Fig. 3.65 - Deslocamentos verticais do fundo de escavação para o solo A e solo B 63
Fig. 3.66 - Deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A e solo B 63
Fig. 3.67 - Evolução do esforço axial nas escoras no solo A e solo B 64
Fig. 3.68 - Momentos flectores para o solo A e solo B 65
Fig. 3.69 - Tensões normais na interface solo-paramento para dos dois tipos de solo 66

Fig. 4.1 - Geometria da escavação 69
Fig. 4.2 - Designação de organização dos cálculos efectuados (Raposo, N.P., 2008)..... 70
Fig. 4.3 - Propriedades das escavações base (Raposo, N.P., 2008, adaptado)..... 72
Fig. 4.4 - Influência do índice de pré-esforço nas pressões sobre a cortina 74
Fig. 4.5 - Influência do índice de pré-esforço nos deslocamentos horizontais da cortina 74
Fig. 4.6 - Influência do índice de pré-esforço nos deslocamentos horizontais máximos da cortina..... 75
Fig. 4.7 - Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores da cortina 76
Fig. 4.8 - Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores máximos da cortina 77
Fig. 4.9 - Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores da cortina 77
Fig. 4.10 - Influência da rigidez do sistema de suporte nas pressões de terras sobre a cortina..... 79
Fig. 4.11 - Influência da rigidez do sistema de suporte nos movimentos horizontais da cortina..... 80
Fig. 4.12 - Influência da rigidez do sistema de suporte nos movimentos horizontais máximos da cortina..... 80
Fig. 4.13 - Influência da rigidez do sistema de suporte nos momentos flectores máximos da cortina. 81
Fig. 4.14 - Influência da rigidez do sistema de suporte nos momentos flectores da cortina 82
Fig. 4.15 - Influência da profundidade máxima da escavação nas pressões das terras sobre a cortina 84

Fig. 4.16 - Diagrama de pressões de terra sobre a cortina para o cálculo #1A33 84

Fig. 4.17 - Influência da profundidade máxima da escavação nos movimentos horizontais da cortina 85

Fig. 4.18 - Influência da profundidade máxima da escavação nos movimentos horizontais máximos da cortina 85

Fig. 4.19 - Influência da profundidade máxima da escavação nos momentos flectores máximos da cortina 86

Fig. 4.20 - Influência da profundidade máxima da escavação nos momentos flectores da cortina..... 86

Fig. 4.21 - Influência da profundidade do firme nas pressões das terras sobre a cortina 88

Fig. 4.22 - Influência da profundidade do firme nas pressões das terras sobre a cortina 88

Fig. 4.23 - Influência da profundidade do firme sobre os movimentos horizontais da cortina 89

Fig. 4.24 - Influência da profundidade do firme sobre os movimentos horizontais máximos da cortina 90

Fig. 4.25 - Influência da profundidade do firme nos momentos flectores máximos da cortina 90

Fig. 4.26 - Influência da profundidade do firme nos momentos flectores da cortina 91

Fig. 4.27 - Características do solo A e solo B 92

Fig. 4.28 - Factor de proporcionalidade entre E_u e c_u (Duncan, J.M. and Buchignani, A.L., 1976) (CEN, 1999) 93

Fig. 4.29 - Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nas pressões de terras sobre a cortina 94

Fig. 4.30 - Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos deslocamentos horizontais da cortina..... 94

Fig. 4.31 - Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos deslocamentos horizontais máximos da cortina 95

Fig. 4.32 - Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos momentos flectores máximos da cortina 96

Fig. 4.33 - Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos momentos flectores da cortina 96

Fig. 4.34 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nas pressões das terras sobre a cortina 97

Fig. 4.35 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos horizontais da cortina 98

Fig. 4.36 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos horizontais máximos da cortina 99

Fig. 4.37 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos momentos flectores máximos da cortina 99

Fig. 4.38 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos momentos flectores da cortina..... 100

Fig. 4.39 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos horizontais da cortina 100

Fig. 4.40 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos momentos flectores da cortina..... 101

Fig. 4.41 - Envolvente de Mohr em tensões totais de uma argila – resistência não drenada (Matos Fernandes, M., 1995) 102

Fig. 4.42 - Influência da evolução da resistência não drenada em profundidade das pressões das terras sobre a cortina..... 103

Fig. 4.43 - Influência da evolução da resistência não drenada em profundidade nos deslocamentos horizontais da cortina..... 103

Fig. 4.44 - Influência da evolução da resistência não drenada em profundidade nos deslocamentos horizontais máximos da cortina 104

Fig. 4.45 - Influência da evolução da resistência não drenada em profundidade nos momentos flectores máximos da cortina 105

Fig. 4.46 - Influência da evolução da coesão em profundidade nos momentos flectores da cortina . 105

Fig. 4.47 - Influência da existência de uma camada sobre-consolidada nas pressões das terras sobre a cortina 106

Fig. 4.48 - Influência da existência de uma camada sobre-consolidada nos deslocamentos horizontais da cortina 107

Fig. 4.49 - Influência da existência de uma camada sobre-consolidada nos deslocamentos horizontais máximos da cortina 107

Fig. 4.50 - Influência da existência de uma camada sobre-consolidada nos momentos máximos da cortina 108

Fig. 4.51 - Influência da existência de uma camada sobre-consolidada nos momentos sobre a cortina 108

Fig. 4.52 - Deslocamentos horizontais máximos da superfície versus deslocamentos horizontais máximos da cortina 109

Fig. 4.53 - Deslocamentos verticais máximos da superfície versus deslocamentos horizontais máximos da cortina 110

Fig. 6.1 - Deslocamento horizontal máximo e momento flector máximo para a escavação #Exemplo 1 ... 120

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 - Características mecânicas do solo A 18
Quadro 3.2 - Características mecânicas do solo B 18
Quadro 3.3 - Rigidez axial e à flexão das paredes moldadas 19
Quadro 3.4 - Rigidez axial das escoras e utilização do pré-esforço nos cálculos base 21
Quadro 3.5 - Faseamento construtivo adoptado para a escavação 1 22
Quadro 3.6 - Faseamento construtivo adoptado 23

Quadro 4.1 - Parâmetros do estudo paramétrico 68
Quadro 4.2 - Análise paramétrica do índice de pré-esforço – subsérie #1A1* 71
Quadro 4.3 - Análise paramétrica – série #1A** 71
Quadro 4.4 - Análise paramétrica – escavações base 71
Quadro 4.5 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico do pré-esforço 73
Quadro 4.6 - Análise paramétrica da rigidez do sistema de suporte 79
Quadro 4.7 - Análise paramétrica da profundidade máxima da escavação 83
Quadro 4.8 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico da profundidade do firme 87
Quadro 4.9 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico da evolução da deformabilidade do solo em profundidade 93
Quadro 4.10 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico do coeficiente de impulso em repouso do solo 97
Quadro 4.11 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico da evolução da resistência não drenada em profundidade 102
Quadro 4.12 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico referentes á existência de uma camada superficial de argila sobre-consolidada 106

Quadro 5.1 - Factores de influência nos momentos flectores máximos da cortina 114
Quadro 5.2 - Factores de influência nos deslocamentos horizontais máximos da cortina 115
Quadro 5.3 - Valores máximos de deslocamento horizontal, momento flector positivo e pré-esforço na cortina para a subsérie #2B5* 116

Quadro 6.1 - Características da escavação #Exemplo 1 e #1A00 119
Quadro 6.2 - #Exemplo 2 - Características 121
Quadro 6.3 - #Exemplo 2 – Comparação com as escavações base 121
Quadro 6.4 - #Exemplo 2 – Selecção da escavação de referência 122
Quadro 6.5 - Factores correctivos para o #Exemplo 2 122
Quadro 6.6 - Resultados do cálculo e da previsão para o #Exemplo 2 123
Quadro 6.7 - #Exemplo 3 – Características 124
Quadro 6.8 - #Exemplo 3 – Selecção da escavação de referência 124

Quadro 6.9 - Resultados do cálculo e da previsão para o #Exemplo 3 124
Quadro 6.10 - #Exemplo 4 – Característica 125
Quadro 6.11 - #Exemplo 4 – Selecção da escavação de referência 125
Quadro 6.12 - Resultados do cálculo e da previsão para o #Exemplo 4 126

Quadro AI 1 – Análise paramétrica – escavações base A3
Quadro AI.2 – Análise paramétrica – Série #1A** - Características A4
Quadro AI.3 – Análise paramétrica – Série #1A** - Resultados A5
Quadro AI.4 – Análise paramétrica – Série #1B** - Características A6
Quadro AI.5 – Análise paramétrica – Série #1B** - Resultados A7
Quadro AI.6 – Análise paramétrica – Série #2A** - Características A8
Quadro AI.7 – Análise paramétrica – Série #2A** - Resultados A9
Quadro AI.8 – Análise paramétrica – Série #2B** - Características A10
Quadro AI.9 – Análise paramétrica – Série #2B** - Resultados A11
Quadro AII.1 – Análise paramétrica – Série #1A** - Validação dos cálculos efectuados A16
Quadro AII.2 – Análise paramétrica – Série #1B** - Validação dos cálculos efectuados A17
Quadro AII.3 – Análise paramétrica – Série #2A** - Validação dos cálculos efectuados A18
Quadro AII.4 – Análise paramétrica – Série #2B** - Resultados A19

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A	- área da secção transversal
B	- largura da escavação
c'	- coesão efectiva do solo
c	- coesão do solo
c_u	- resistência não drenada
cm_{Cu}	- factor correctivo do momento flector em relação á evolução da coesão em profundidade
cm_{Cu_s}	- factor correctivo do momento flector em relação á existência de uma camada sobre-consolidada
cm_D	- factor correctivo do momento flector em relação á profundidade do firme
cm_h	- factor correctivo do momento flector em relação á profundidade máxima de escavação
cm_i	- factor correctivo do momento flector relativo ao parâmetro i
cm_{K_0}	- factor correctivo do momento flector em relação ao coeficiente de impulso em repouso
cm_M	- factor correctivo do momento flector em relação à evolução da rigidez do solo em profundidade
cm_ξ	- factor correctivo do momento flector em relação ao índice de pré-esforço
cm_{ρ_s}	- factor correctivo do momento flector em relação à rigidez do sistema de suporte
CPT	- ensaio com o cone penetrómetro estático
∂i	- grau de importância atribuído ao parâmetro i
D	- profundidade do firme
dif	- diferença entre o valor previsto e o valor calculado
e	- espessura da parede moldada
E	- módulo de deformabilidade
E_u	- módulo de deformabilidade não drenado
FS	- factor de semelhança
Fi	- factor de semelhança em relação ao parâmetro i
h	- profundidade máxima da escavação
h_e	- altura de influência da escora
h_M	- espaçamento vertical máximo entre apoios da cortina
H_t	- altura total da cortina
i	- índice
I	- momento de inércia da secção transversal
K_0	- coeficiente de impulso em repouso

l_e	- largura de influência das escoras
M	- momento flector
M^+	- momento flector positivo
M^-	- momento flector negativo
$M_{máx}$	- momento flector máximo
M_{ref}	- momento flector máximo na escavação de referência
N.F.	- nível freático
N_{SPT}	- resultado do ensaio SPT
PE	- pré-esforço
R^2	- coeficiente de correlação
SPT	- ensaio de penetração standard
u_0	- pressão da água nos poros
vc	- valor calculado
vp	- valor previsto
z	- profundidade
α_{Cu}	- factor de influência dos momentos flectores relativo à evolução da coesão em profundidade
α_{Cu_s}	- factor de influência dos momentos flectores relativo à existência de uma camada sobre-consolidada
α_D	- factor de influência dos momentos flectores relativo à profundidade do firme
α_h	- factor de influência dos momentos flectores relativo à profundidade máxima de escavação
α_i	- factor de influência dos momentos flectores relativo ao parâmetro i
α_{K_0}	- factor de influência dos momentos flectores relativo ao coeficiente de impulso em repouso
α_M	- factor de influência dos momentos flectores relativo à evolução da rigidez em profundidade
α_ξ	- factor de influência dos momentos flectores relativo ao índice de pré-esforço
α_{ρ_s}	- factor de influência dos momentos flectores relativo à rigidez do sistema de suporte
β_{Cu}	- factor de influência dos deslocamentos relativo à evolução da coesão em profundidade
β_{Cu_s}	- factor de influência dos deslocamentos relativo à existência de uma camada sobre-consolidada
β_D	- factor de influência dos deslocamentos relativo à profundidade do firme
β_h	- factor de influência dos deslocamentos relativo à profundidade máxima de escavação
β_i	- factor de influência dos deslocamentos relativo ao parâmetro i

β_{K_0} - factor de influência dos momentos flectores relativo ao coeficiente de impulso em repouso

β_M - factor de influência dos deslocamentos relativo à evolução da rigidez em profundidade

β_ξ - factor de influência dos deslocamentos relativo ao índice de pré-esforço

β_{ρ_s} - factor de influência dos deslocamentos relativo à rigidez do sistema de suporte

γ - peso volúmico do solo suportado

γ_{sat} - peso volúmico do solo saturado

γ_{unsat} - peso volúmico do solo não saturado

δ_H - deslocamento horizontal

$\delta h_{cortina}$ - deslocamento horizontal da cortina

$\delta h_{Cortina}^{máx}$ - deslocamento horizontal da cortina

$\delta h_{Cortina}^{ref}$ - deslocamento horizontal da cortina na escavação de referência

$\delta h_{Superficie}^{máx}$ - deslocamento horizontal máximo da superfície

δ_V - deslocamento vertical

$\delta v_{superfície}$ - deslocamento vertical da superfície

$\delta v_{Superficie}^{máx}$ - deslocamento vertical máximo da superfície

ΔPE - variação do pré-esforço

ν - coeficiente de Poisson

ξ - índice de pré-esforço

ρ - numero de flexibilidade de Rowe

ρ_s - rigidez do sistema de suporte

σ' - tensão efectiva

σ'_h - tensão efectiva horizontal

σ'_{ho} - tensão efectiva horizontal em repouso

1
INTRODUÇÃO

1.1. JUSTIFICAÇÃO DA ESCOLHA DO TEMA

A crescente pressão demográfica sobre as cidades provoca uma crescente procura de optimização do espaço disponível nas mesmas. Com a saturação do espaço superficial, é cada vez mais usual o recurso à utilização do subsolo para a instalação das mais variadas infra-estruturas, sejam elas parques de estacionamento, saneamento básico, vias de comunicação ou estação de metropolitano.

Para a execução deste tipo de construções, por motivos fundamentalmente relacionados com o espaço disponível, são necessárias escavações que, pelas suas dimensões e localização são quase obrigatoriamente de face vertical, exigindo uma estrutura de contenção flexível.

Nas condições actuais, grande parte das escavações são realizadas ao abrigo de paredes moldadas ou paredes de estacas de betão armado, que, para além do carácter provisório, decorrente de a escavação ser, ela própria, uma actuação temporalmente limitada, funcionam como estrutura definitiva.

Concentrando-se a maioria das cidades junto a fozes de rios, elas ocupam geralmente zonas aluvionares, muitas delas constituídas por solos argilosos de baixa resistência.

Quando a espessura dos estratos argilosos é considerável, a execução de estruturas de suporte com ancoragens acarreta problemas significativos, tornando-se uma solução tecnicamente desajustada, ou mesmo inviável. Nestas condições é, então, necessário conceber uma estrutura flexível associada a vários níveis de escoramento.

A execução de escavações em maciços de argilas moles acarreta tipicamente a mobilização da totalidade da resistência ao corte em amplas zonas do maciço. Este fenómeno tem como consequência grandes deslocamentos do terreno envolvente e, consequentemente, esforços muito severos nas estruturas de contenção.

Hoje em dia, o uso de estruturas de grande rigidez, prolongadas até um estrato inferior mais resistente, e associadas a escoramentos de aço, tem permitido a realização de escavações com deslocamentos bastante reduzidos.

Deste modo, o controlo dos deslocamentos do maciço envolvente da zona escavada, necessário pela existência frequente de edifícios ou estruturas que interessa resguardar, para além da importância da verificação estrutural da contenção, tem uma importância fulcral no dimensionamento. Ao longo deste trabalho é feito um exercício de pré-dimensionamento e previsão de esforços e deslocamentos aplicados a solos argilosos moles

1.2. OBJECTIVO

Com este trabalho pretende-se, fundamentalmente, adquirir uma melhor percepção do funcionamento de estruturas escoradas, e aplicar esses conhecimentos como ponto de partida para um correcto dimensionamento das mesmas.

Pretende-se, assim, desenvolver e estabelecer um conjunto de procedimentos que permitam pré-dimensionar, de forma expedita, cortinas escoradas. Esta metodologia possibilitará, para várias condições, nomeadamente geometria da escavação, características do sistema de suporte e resistência do terreno, prever os esforços nos elementos estruturais assim como os deslocamentos na cortina e na superfície do terreno. Deste modo, torna-se possível definir as características resistentes mínimas necessárias para o pré-dimensionamento da estrutura de suporte.

1.3. ÂMBITO

Nesta dissertação apresenta-se alguns estudos sobre o comportamento de cortinas apoiadas em vários níveis de escoras, executadas em solos argilosos moles. Dada a natureza dos solos em estudo, apenas serão realizadas análises em condições não drenadas. No que respeita às características da parede, serão consideradas cortinas constituídas por paredes moldadas, sendo estas tecnicamente mais eficazes para o tipo de solo estudado.

1.4. ESTRUTURA DE TESE

No Capítulo 2, faz-se a apreciação da problemática que geralmente envolve as estruturas de contenção escoradas, as vantagens e desvantagens em relação a estruturas ancoradas. Serão também apresentados alguns exemplos de soluções recentemente empregadas.

No Capitulo 3, apresenta-se os exemplos numéricos que servem de base ao estudo paramétrico realizado. Ainda neste capítulo, abordam-se alguns dos factores mais importantes que caracterizam o comportamento de estruturas escoradas em solos argilosos moles.

Na Capítulo 4, efectua-se um extenso estudo paramétrico onde se estabeleceram leis de influência para cada parâmetro, que, juntamente com os resultados obtidos para cada cálculo, constituem a base de trabalho para o método proposto.

No Capitulo 5, é apresentado e discutido um método de pré-dimensionamento de cortinas escoradas. Com base nos resultados obtidos no Capítulo 4, são apresentadas equações que permitem, de uma forma expedita, prever os esforços e deslocamentos numa determinada estrutura de contenção.

No Capítulo 6, apresentam-se três exemplos de aplicação do método sugerido. O primeiro serve para familiarizar o leitor com o método, sendo que, com os seguintes, pretende-se demonstrar a fiabilidade e agilidade do método desenvolvido.

No Capítulo 7, expõe-se as principais conclusões retiradas ao longo da dissertação, assim como, alguns temas que futuramente podem ser desenvolvidos ou melhorados.

2

ESCAVAÇÕES ESCORADAS – PROBLEMÁTICAS E SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS

2.1. INTRODUÇÃO

As cortinas apoiadas em vários níveis de escoramento são, hoje em dia, um processo frequentemente utilizado para a realização de escavações, desde valas para a instalação de infra-estruturas urbanas, até à execução de caves de edifícios ou estações de metropolitano. Esta necessidade de instalação de infra-estruturas, ou mesmo a construção de áreas úteis no solo, é ainda mais evidente em cidades relativamente antigas, pelo que se tem notado um aumento do número de escavações em locais de área reduzida e tipicamente sensível a qualquer perturbação.

Deste modo, recorre-se, de forma sistemática, a escavações de face vertical, relativamente profundas, de execução rápida e realizadas com paredes flexíveis nas proximidades de edifícios sensíveis a deslocamentos. Para que tal suceda, é necessário travar este tipo de estruturas. Este travamento pode ser feito através da aplicação de ancoragens, aplicação de um sistema de escoramento, ou em alguns casos, através da utilização dos dois em simultâneo.

2.2. DESLOCAMENTOS EM ESCAVAÇÕES ESCORADAS

Os deslocamentos do maciço suportado, que poderão afectar estruturas vizinhas da escavação, estão directamente relacionados com os deslocamentos da parede de contenção, os quais podem ser controlados. No estudo paramétrico que será efectuado no Capitulo 4, pretende-se averiguar a influência dos vários parâmetros caracterizadores da escavação, no comportamento da mesma. No entanto, embora não sendo objecto de um estudo paramétrico directo, destacam-se outros factores como: a profundidade de escavação sob o ultimo nível de escoras, o faseamento da escavação e a rigidez do sistema de escoramento (O' Rourke, 1981).

De modo a avaliar a importância dos factores acima referidos, tendo por base uma escavação de referência, recorreu-se ao programa de cálculo automático “PLAXIS” tendo sido efectuada uma análise elastoplástica em condições não drenadas baseadas no Método dos Elementos Finitos.

No que se refere ao primeiro factor, facilmente se compreende que a retirada do solo contribuirá para o aumento dos deslocamentos da parede e, consequentemente, do maciço suportado. A Fig. 2.1 ilustra o esquema geral da escavação considerada. A escavação considerada refere-se a um maciço de argila mole com 30,0 m de possança, onde é realizada uma escavação simétrica, com 20,0 m de largura, suportada por uma parede moldada de 0,6 m de espessura e escorada a três níveis. Na Fig. 2.2 estão

representados os deslocamentos horizontais da cortina e os deslocamentos verticais do maciço suportado. Os resultados referem-se aos processos de escavação sucessivamente descendentes, depois de instalado o terceiro nível de escoramento.

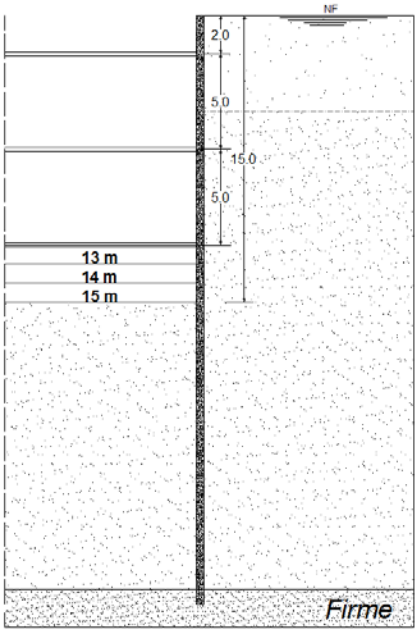


Fig. 2.1 - Esquema geral da escavação estudada

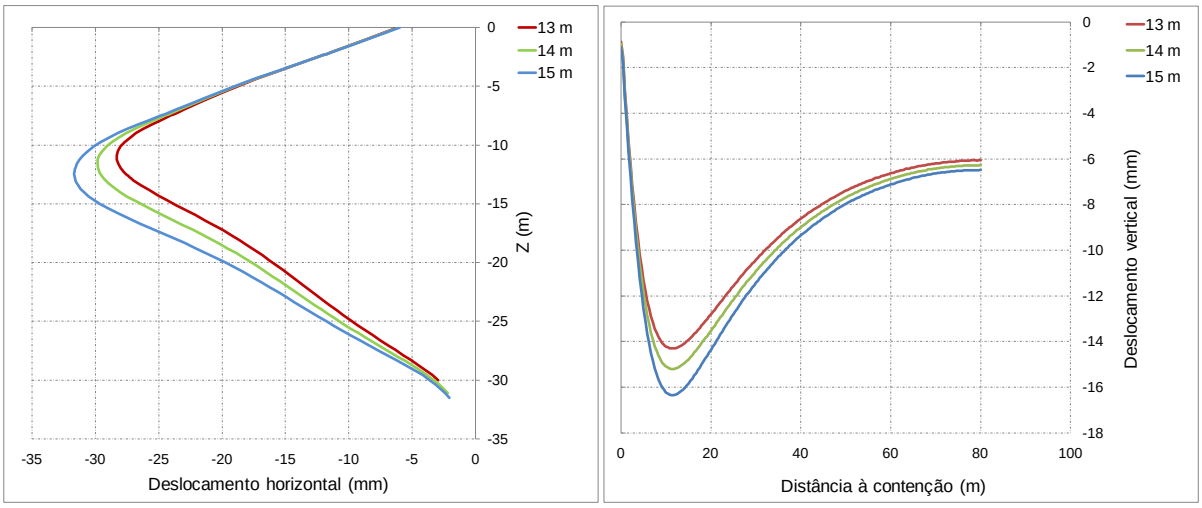


Fig. 2.2 - Deslocamentos horizontais da cortina e deslocamentos verticais do maciço suportado depois de instalado o terceiro nível de escoramento

Através da análise das figuras é possível verificar que, tal como o esperado, uma sucessiva remoção de terras abaixo do último nível de escoramento, acarreta um aumento significativo dos deslocamentos horizontais da parede e, consequentemente, um maior deslocamento do maciço suportado.

Para a mesma escavação, pretende-se agora verificar o efeito de um menor espaçamento entre escoras. Deste modo, para uma profundidade máxima de escavação de 15,0 m, efectuou-se uma simulação numérica com quatro níveis de escoramento. O primeiro nível de escoramento foi mantido a 2,0 m de

profundidade e o último a 12,0 m, sendo que agora a profundidade do segundo e terceiro são 5,25 m e 8,5 respectivamente. A Fig. 2.3 ilustra os resultados obtidos para os deslocamentos horizontais da cortina e verticais do maciço suportado.

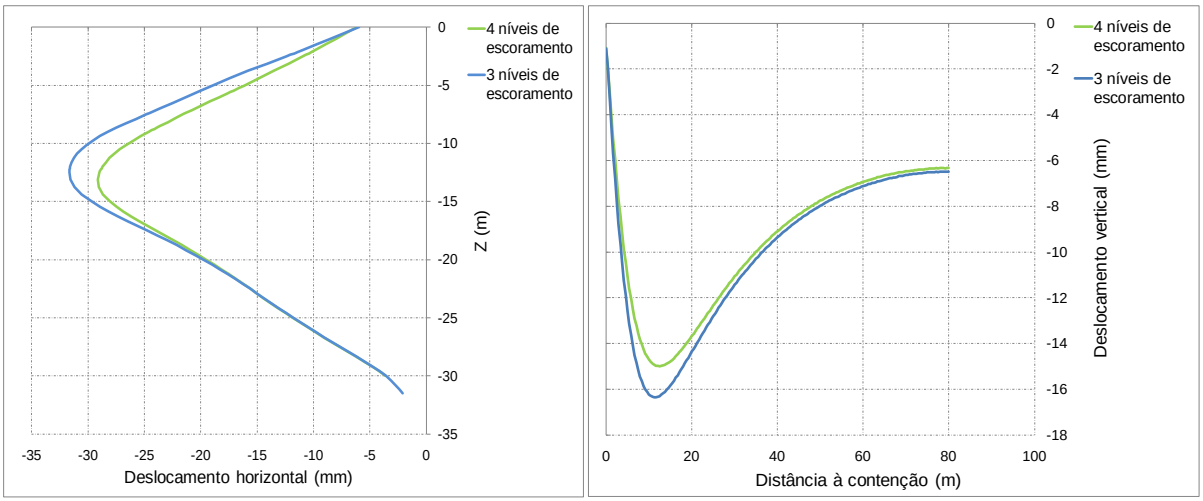


Fig. 2.3 - Deslocamentos horizontais da cortina e deslocamentos verticais do maciço suportado para três e quatro níveis de escoramento

Com os resultados apresentados, é possível concluir que um menor afastamento entre níveis de escoramento traduz-se em menores deslocamentos associados à escavação. No entanto, a redução desse afastamento implica o aumento da dificuldade de realização da escavação e, consequentemente, do seu custo, pelo que o projectista, perante tal cenário, deverá encontrar uma solução de compromisso. Porém, mesmo definida a distância entre os níveis de escoramento, por razões de rapidez, facilidade de execução e, naturalmente, o custo, por vezes, em fase de execução de obra, a colocação das escoras não é efectuada com o mínimo de escavação possível. Nessa fase, a questão não é a distância vertical entre escoras, mas sim, a distância entre o fundo de escavação e o nível de escoramento a ser aplicado. Deste modo, e de forma a reproduzir uma situação destas em fase de execução da obra, para a escavação apresentada na Fig. 2.1 (com h = 15,0 m), simulou-se uma situação de sobreescavação. Note-se que, na escavação de referência, considerou-se que a escavação mínima necessária para colocar um nível de escoramento era de 0,5 m, sendo esta a distância entre a base de escavação e o nível de escoramento a executar. A Fig. 2.4 ilustra os resultados, para os deslocamentos da cortina e do maciço suportado referentes à mesma escavação, mas considerando, agora, uma sobreescavação de 1,5 m.

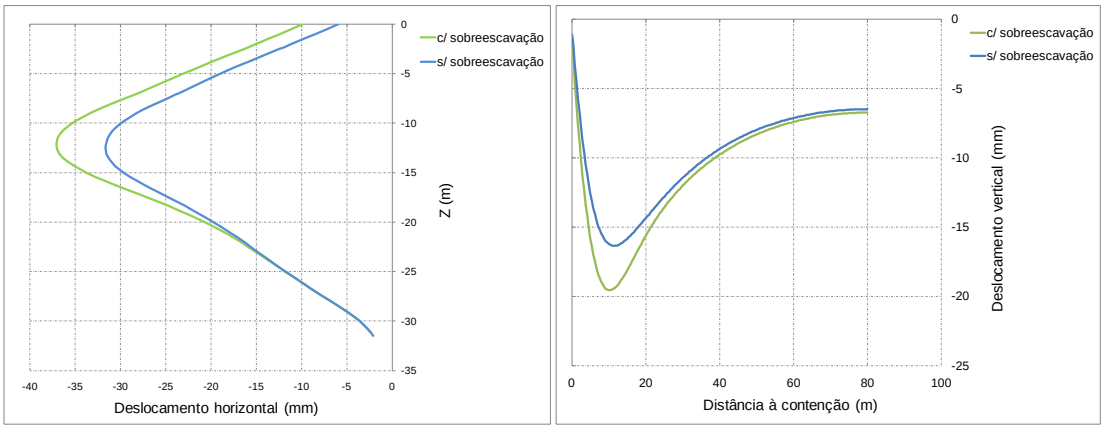


Fig. 2.4 - Deslocamentos horizontais da cortina e deslocamentos verticais do maciço suportado com sobreescavação e sem sobreescavação

Os resultados obtidos evidenciam as diferenças acentuadas entre os deslocamentos da mesma escavação, com e sem sobreescavação, demonstrando que este factor pode representar aumentos significativos dessa variável.

O último factor de influência dos deslocamentos indicado por (O' Rourke, 1981) refere-se à rigidez do sistema de escoramento. Numa análise simplista, o valor teórico do coeficiente de rigidez do escoramento, pode ser dado pela expressão seguinte:

$$K_{teórico} = \frac{E_{escora} * A_{escora}}{l_{escora}} \tag{2.1}$$

No entanto, devido à existência de folgas ou elementos de menor rigidez nos pontos de ligação do escoramento à cortina, a rigidez "real", designada por rigidez efectiva, é geralmente bastante inferior à rigidez teórica. Para se tentar compreender qual a importância deste aspecto, considerou-se para o exemplo agora estudado, uma escavação semelhante à apresentada na Fig. 2.1 (h =15,0 m), mas neste caso, com uma rigidez efectiva de 50% da rigidez teórica. A Fig. 2.5 ilustra os resultados obtidos para os deslocamentos da cortina e do maciço suportado.

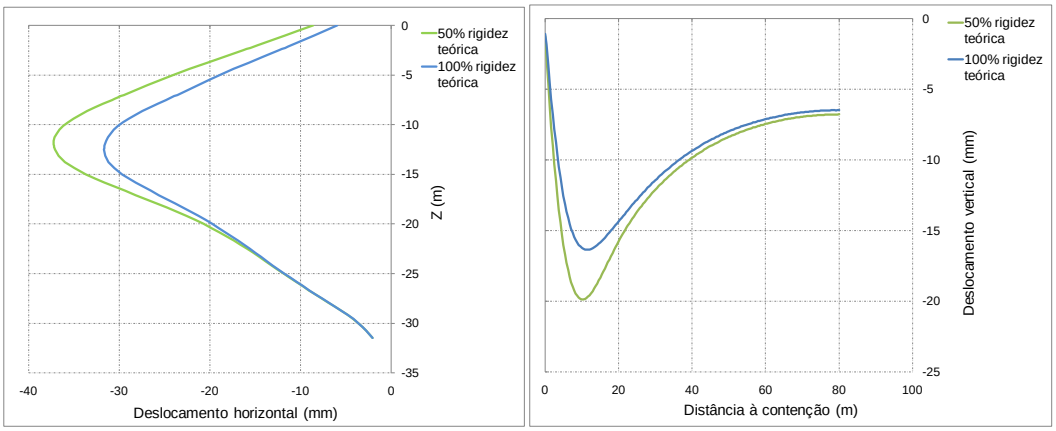


Fig. 2.5 - Deslocamentos horizontais da cortina e deslocamentos verticais do maciço suportado para 50% e 100% da rigidez teórica

Como seria de esperar, a redução da rigidez do sistema de escoramento, acarretou consequências quer ao nível do deslocamento da cortina, quer ao nível dos movimentos sofridos pelo maciço suportado. Curiosamente, os acréscimos nos deslocamentos resultantes da redução para 50% da rigidez teórica do sistema de escoramento, são muito semelhantes aos que se observaram aquando da ocorrência de sobreeescavação. Este resultado leva a concluir que uma conduta imprópria em fase de execução da obra, que resulte em sobreescavação, pode ter consequências idênticas a uma redução para metade da rigidez do sistema de escoramento.

2.3. ANCORAGENS VERSUS ESCORAS

Qualquer estrutura de contenção que seja executada tanto através de paredes moldadas no terreno, como através de cortina de estacas prancha, necessita de outros elementos que a complementem, quer em termos provisórios (para apoio no processo de construção), quer em termos definitivos (elementos estruturais para a realização da construção e possível ligação com a superstrutura). Esses elementos são geralmente escoras ou ancoragens.

As escoras são o método mais antigo para suporte de estruturas de contenção de terras, que podem ser usadas como alternativa ou para complementar as ancoragens, podendo ainda ser executadas numa fase provisória, enquanto se aguarda a construção do resto da superstrutura (como lajes de piso, se for o caso).

O sistema de escoras pode suportar horizontalmente duas faces escavadas, a não ser que a distância entre as mesmas seja muito extensa. As escoras utilizadas podem ser de metal, betão ou madeira, dependendo das cargas actuantes.

Qualquer solução que envolva a utilização de um sistema de escoramento como sistema de travamento, deve obedecer sempre a dois requisitos fundamentais (O' Rourke, 1981): (1) a estabilidade da escavação e de estruturas próximas tem de estar sempre garantida; (2) estão controlados os movimentos associados a essa escavação de forma a garantir que não são afectadas, de forma significativa, quaisquer estruturas vizinhas.

Em relação às ancoragens, o recurso a sistema de escoramento tem vantagens nas seguintes situações:

- Quando existem na vizinhança infra-estruturas enterradas que não permitem a utilização de ancoragens;
- Apenas existam a grande profundidade, formações adequadas para selar o bolbo das ancoragens;
- Não existe nem equipamento nem operador especializado para a sua execução;
- Quando a estrutura definitiva permite incorporar as escoras em vigas ou lajes;
- Quando escavações de dimensões em planta relativamente reduzidas permitem, por exemplo, que as paredes sejam apoiadas em escoras de canto;
- Em pequenas escavações, nas quais é um procedimento bastante simples e barato.
- Em terrenos onde haja elevada preocupação com o rebaixamento dos níveis freáticos.
- Em ambientes urbanos, quando a sua instalação, ainda que provisoriamente, ocupa terrenos vizinhos, que acarreta algumas complicações de índole jurídica.

No entanto, este tipo de solução também acarreta algumas desvantagens:

- Elevado custo do próprio sistema de escoramento, quer em termos de material utilizado, quer em termos de mão-de-obra;

- Implica uma escavação lenta e rigorosa, pois o trabalho tem de ser realizado entre escoras;
- Em escavações profundas o escoramento torna-se mais complexo, sendo imprescindíveis procedimentos especiais, tais como, pré-esforço nas escoras.

2.4. EXEMPLOS DE SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA ESCAVAÇÕES ESCORADAS

2.4.1. INTRODUÇÃO

No presente subcapítulo, pretende-se familiarizar o leitor com algumas soluções recentemente utilizadas no âmbito anteriormente apresentado. Como tal, e tendo por base o 12º Congresso Nacional de Geotecnia, procura-se apresentar algumas obras e projectos que tenham contribuído para um avanço técnico e científico e que relatem a problemática associada a este tipo de intervenções. O primeiro exemplo apresentado tem como base os condicionalismos de vizinhança, que tornam impossível o uso de ancoragens como elemento de travamento da contenção. O segundo exemplo contempla uma solução que, pelas suas condições hidrogeológicas, levou a que se apelasse a uma solução escorada complementada pela utilização de um nível de ancoragens.

2.4.2. CONTENÇÃO EM "*TOP-DOWN*" PARA A EXECUÇÃO DE 5 CAVES NUM EDIFÍCIO NA BAIXA DE COIMBRA

2.4.2.1. Descrição da Obra

A obra em análise consiste na construção de um edifício, constituído por cinco pisos enterrados, donde resulta uma altura de escavação máxima de 14,90 m (14,90 + 0,70 laje de fundo).

O edifício em causa encontra-se lateralmente confinado por dois edifícios, que pelo seu tipo de fundações, condicionavam logo à partida o uso de ancoragens, pelo que teve de se adoptar por um sistema de escoramento.

2.4.2.2. Condições geológico-geotécnicas

O edifício localiza-se na proximidade do Rio Mondego numa zona onde predominam depósitos aluvionares arenosos e argilosos com permeabilidade elevada. (Costa, A. [et al.], 2010).

Na Fig. 2.6 está representado um corte geológico da Obra.

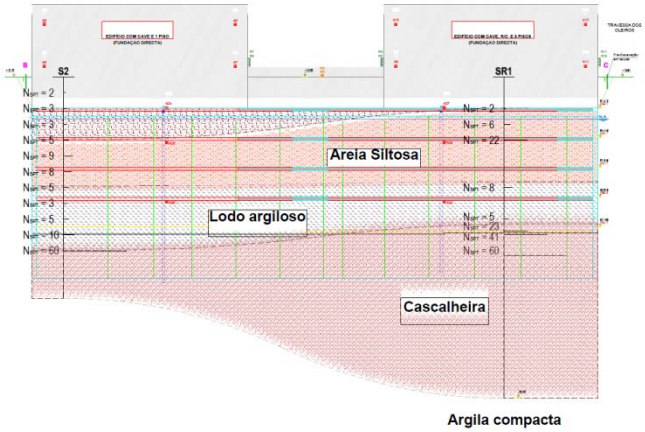


Fig. 2.6 - Perfil geológico longitudinal (Costa, A. [et al.], 2010)

2.4.2.3. Solução proposta

Tendo por base os condicionalismos apresentados nos pontos anteriores, foi proposta a adopção de uma solução de contenção executada de acordo com a tecnologia denominada de Paredes Moldadas, em betão armado, com uma espessura de 0,50 m. (Costa, A. [et al.], 2010)

A execução da parede moldada foi controlada com o apoio dos muros guia, tendo sido as dimensões dos painéis e os fluidos estabilizantes compatibilizadas com as características dos terrenos interessados pela escavação. Os trabalhos de escavação, propriamente ditos, foram realizados em alternância com a execução dos elementos de travamento horizontal da parede moldada, de cima para baixo, à medida que se baixava a cota de escavação. (Costa, A. [et al.], 2010)

A parede moldada, em todo o perímetro da obra, é travada por quatro níveis de lajes escoradas a meio vão, funcionando como vigas horizontais em cada nível. A Fig. 2.7 ilustra um corte transversal tipo onde se pode aferir o modo de travamento da parede moldada.

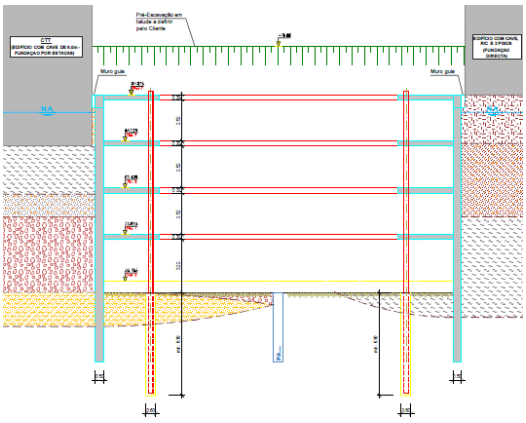


Fig. 2.7 - Corte transversal tipo (Costa, A. [et al.], 2010)

2.4.2.4. Modelo de análise e resultados obtidos

A Fig. 2.8 ilustra as diferenças entre o modelo numérico escolhido, neste caso o programa de cálculo Plaxis e os resultados obtidos através das leituras do inclinómetro instalado na obra.

O modelo de cálculo adoptado no Projecto, “corrigido” de uma alteração ao faseamento construtivo que se verificou em Obra, relativamente ao que se tinha estabelecido inicialmente, estimou em geral deformações na parede moldada superiores às que foram lidas no inclinómetro. Essa diferença foi atenuada fazendo uma correcção nas leituras do inclinómetro, igual ao deslocamento estimado para o pé da parede. (Costa, A. [et al.], 2010)

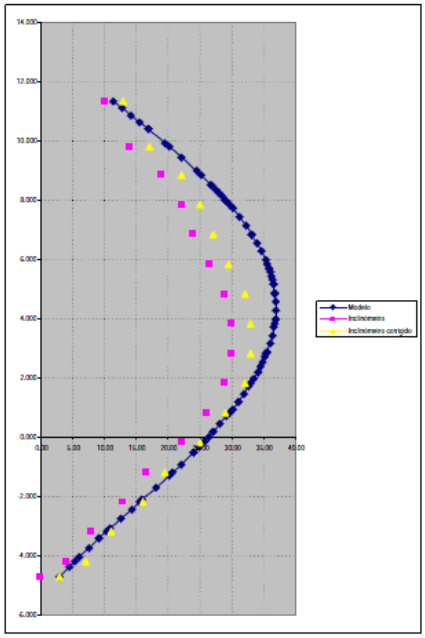


Fig. 2.8 - Gráfico comparativo entre a deformação da parede moldada estimada no modelo de cálculo e a lida no inclinómetro em obra, para uma altura de escavação de cerca de 9,00 m (Costa, A. [et al.], 2010)

2.4.3. Soluções de contenção periférica e fundações do edifício Baía em Luanda – Angola

2.4.3.1. Descrição da Obra

O presente exemplo refere-se a um conjunto de soluções propostas para a execução de trabalhos de contenção periférica, de um edifício com cinco pisos enterrados e dispondo de uma altura de escavação máxima de cerca de 12,0 m.

2.4.3.2. Geologia e geotecnia

A informação geológico-geotécnica relativa aos terrenos ocorrentes no local da escavação, revelou a presença de solos incoerentes, de compacidade média e baixa, e de alta e média permeabilidade, associados à presença de nível freático quase superficial.

Deste modo, e de forma a facilitar os trabalhos de escavação abaixo do nível de água, optou-se pelas seguintes soluções:

- Não realização de ancoragens abaixo do nível freático;
- Limitação e eventual eliminação do fluxo de água afluente pelo fundo da escavação.

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 grouting*. (Pinto, A. [et al.], 2010)

2.4.3.3. Principais soluções

- Contenção periférica

No enquadramento descrito, optou-se pela execução de uma parede de contenção periférica, realizada pela tecnologia de paredes moldadas, travada, durante a fase de escavação, por meio de diafragmas constituídos por bandas de laje e treliças metálicas. A Fig. 2.9 apresenta um corte tipo da solução adoptada. A parede com 0,6 m de espessura assume três funções simultâneas.

a) Elemento de contenção, de forma a permitir a realização da escavação na vertical, preservando a estabilidade das estruturas e infra-estruturas localizadas a tardoz do perímetro da escavação;

b) Elemento de fundação dos elementos estruturais verticais, localizados sobre a mesma parede periférica;

c) Elemento de limitação da afluência de água ao interior da escavação nas fases de construção e de exploração, em conjunto com o tampão de fundo.

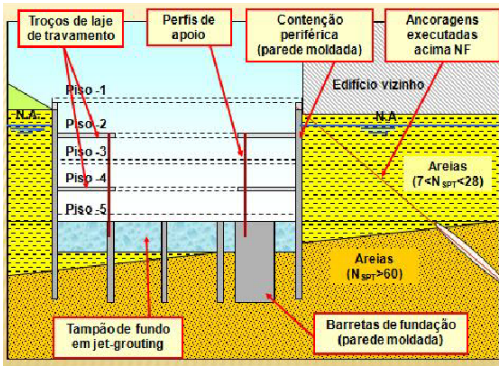


Fig. 2.9 - Solução adoptada para a contenção periférica (Pinto, A. [et al.], 2010)

- Travamento da contenção periférica durante a escavação

Face à posição do nível freático e à dificuldade que a execução de ancoragens em terrenos saturados e de elevada permeabilidade acarreta, optou-se por conceber uma solução em que o travamento da contenção fosse conseguido à custa do tampão de fundo e diafragmas de travamento como ilustra a Fig. 2.10. Estes diafragmas são constituídos por troços de laje horizontais e por treliças metálicas. Em concreto, adoptaram-se troços das lajes dos pisos enterrados para constituir as vigas do travamento provisório da contenção. (Pinto, A. [et al.], 2010)

Fig. 2.10 - Vista do 1º nível de travamento (Pinto, A. [et al.], 2010)

A laje de *jet grouting*, para além da função de limitação da permeabilidade do fundo da escavação, desempenhou ainda uma função de travamento da contenção, materializando um apoio elástico localizado ao nível do fundo da escavação, e equilibrando, assim, parte do impulso hidrostático e do terreno contido pela parede de contenção. (Pinto, A. [et al.], 2010)

Atendendo aos condicionamentos existentes, nomeadamente os condicionamentos geotécnicos e os de vizinhança, considerou-se necessário a realização de dois níveis de escoramento, um ao nível do piso -2 e outro ao nível do piso -4, de forma a limitar os deslocamentos da contenção..

É de salientar que, no alçado confrontante com o edifício vizinho, foi realizado um nível de ancoragens, localizado na viga de coroamento e acima do nível freático, de modo a melhor controlar as deformações da parede.

2.4.3.4. Modelo de análise e resultados obtidos

Todas as análises feitas em relação ao comportamento do sistema de contenção, quer em termos de esforços, quer em termos de deslocamentos, foram feitas usando o programa de elementos finitos Plaxis. No que respeita às estruturas de travamento, a sua análise foi efectuada recorrendo ao programa de cálculo automático de estruturas SAP2000.

A Fig. 2.11 ilustra os resultados obtidos como auxílio do plano de observação e instrumentação. Verifica-se que o deslocamento horizontal máximo tem um valor de cerca de 15 mm e é atingido a aproximadamente 1,8 m de profundidade. Pela análise da figura também fica evidente a extrema importância da laje de *jetgrouting* no controlo dos deslocamentos da cortina, fazendo com que esta praticamente não se desloque na parte inferior.

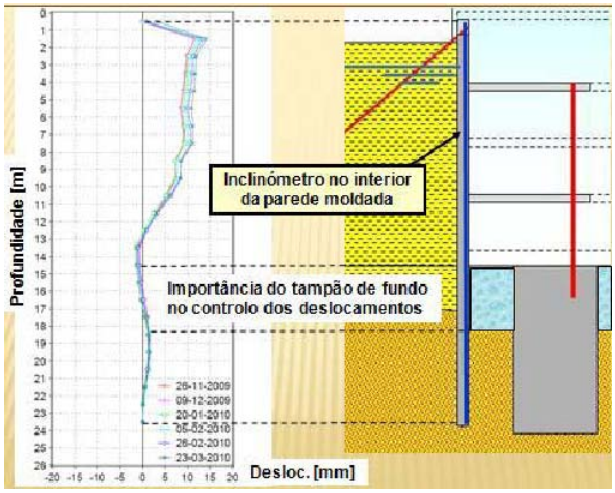


Fig. 2.11 - Resultados no plano de observação e instrumentação (Pinto, A. [et al.], 2010)

3

MODELAÇÃO DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO ESCORADA

3.1. INTRODUÇÃO

Este terceiro capítulo tem como objectivo a aplicação de um método de elementos finitos a várias escavações escoradas, nas quais se baseou o estudo paramétrico apresentado em rigor no capítulo subsequente.

São objecto de estudo quatro escavações, nas quais as variáveis são a profundidade e a resistência do solo. Foram considerados valores "extremos" de modo a ser possível balizar de forma adequada os resultados obtidos.

No âmbito deste capítulo, os cálculos efectuados, referentes aos estudos base citados, têm como objectivo fulcral analisar alguns aspectos do comportamento global da estrutura, assim como alguns parâmetros relativos à modelação numérica.

Deste modo, pretende-se estudar em detalhe o comportamento da estrutura de suporte e do solo envolvente, em termos de esforços, tensões e deformações, ao longo de todas as fases de construção.

3.2. APRESENTAÇÃO DO ESTUDO NUMÉRICO EFECTUADO

3.2.1. ESCAVAÇÕES CONSIDERADAS

As escavações estudadas são denominadas escavação 1 e escavação 2. No que respeita à resistência do solo, são apresentados dois tipos: solo A (menos resistente) e solo B (mais resistente). As principais características do solo e a definição da estrutura de suporte adoptada estão representadas na Fig. 3.1 e na Fig. 3.2.

A escavação 1 refere-se a um maciço de argila mole com 30,0 m de possança, onde é realizada uma escavação simétrica de 15,0 m de profundidade e 20,0 m de largura, suportada por uma parede moldada de 0,6 m de espessura, escorada a três níveis.

No mesmo maciço a escavação 2 difere da 1ª nos seguintes aspectos: escavação simétrica de 25,0 m de profundidade e 20,0 m de largura, suportada por uma parede moldada de 0,8 m de espessura, escorada a cinco níveis.

As escoras são perfis tubulares, contraventadas a meio vão e espaçadas horizontalmente de 3,0 m. A extremidade inferior da cortina penetra 1,5 m no firme.

O nível freático situa-se à superfície em ambos os casos.

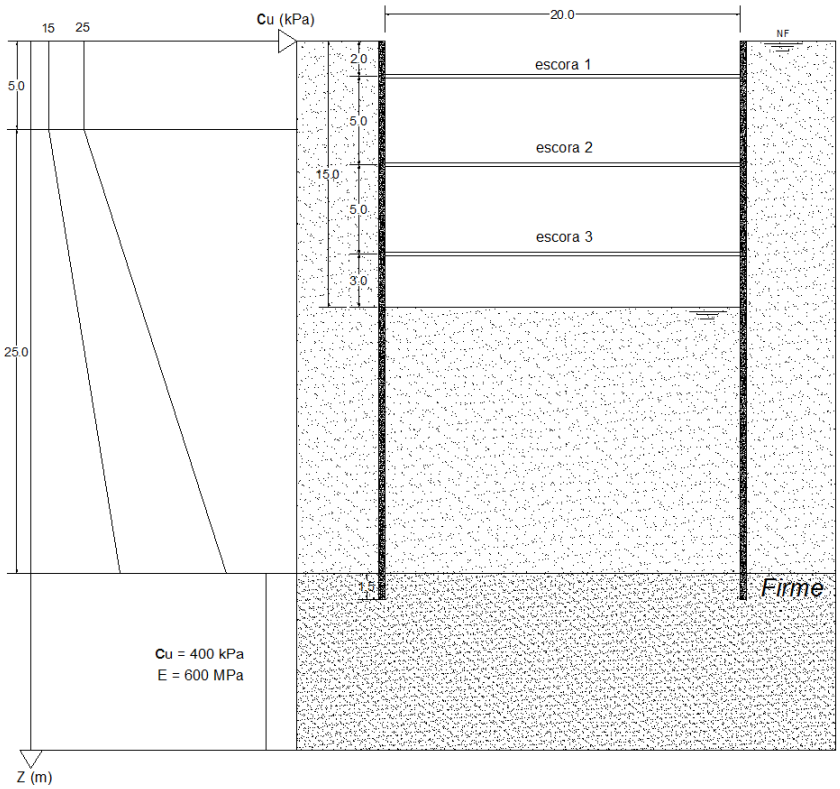


Fig. 3.1 - Corte transversal da escavação 1

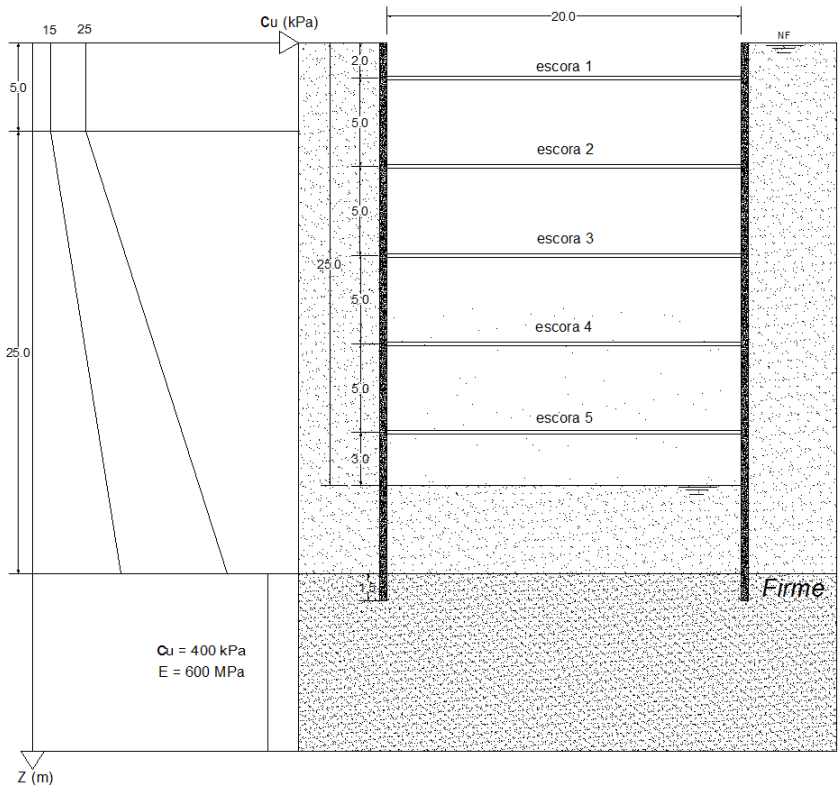


Fig. 3.2 - Corte transversal da escavação 2

3.2.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DO MACIÇO

A grande divisão no que respeita às características do maciço está na forma como a resistência não drenada evolui em profundidade.

Desta forma, e para o solo A tem-se o seguinte: a resistência não drenada na zona superficial (até aos 5,0 m) do maciço é considerada constante, pretendendo-se, assim, simular uma camada ligeiramente sobre consolidada, enquanto que na zona subjacente tem um crescimento linear (c_u(kPa) = 4,75 + 0,25 x σ'_{v0}). O módulo de deformabilidade do solo foi considerado igual a 400 vezes a resistência não drenada, o coeficiente de Poisson igual a 0,49 e o coeficiente de impulso em repouso igual a 0,5. À profundidade de 30,0 m existe uma camada de grandes dimensões que se supôs ser de grande resistência (c_u = 400kPa).

O solo B partilha das mesmas características, mas com um crescimento linear da forma (c_u(kPa) = 10,65 + 0,35 x σ'_{v0}) e um módulo de deformabilidade igual a 1000 vezes a resistência não drenada. O coeficiente de impulso em repouso para este caso vale 0,6.

A forma como a resistência dos dois tipos de solo varia, encontra-se representada na Fig. 3.3.

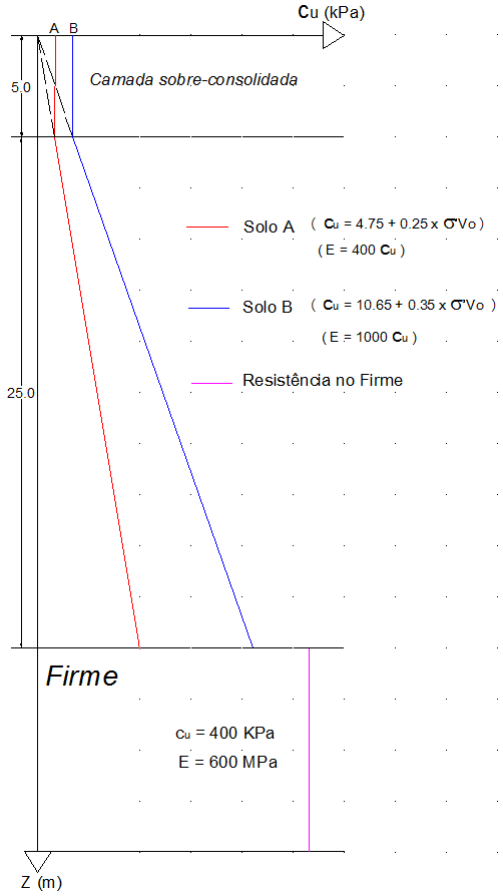


Fig. 3.3 - Evolução da resistência não drenada em profundidade para os dois tipos de solo considerados

Tendo como base a evolução da resistência não drenada e um conjunto de parâmetros observados em obras semelhantes, adoptaram-se as características mecânicas presentes no Quadro 3.1 e no Quadro 3.2.

Quadro 3.1 - Características mecânicas do solo A

Solo	Profundidade (m)	γ (kN/m^3)	K_0	c_u (Kpa)	E_u (Mpa)	U_u
Camada Argilosa	0,0 - 5,0	18	0,5	15	6	0,495
	5,0 – 30			c_u = 4,75 + 0,25 * O'v$_0$	E_u = 400 c_u	
Firme	30,0 - 50,0	21,3	0,5	400	600	

Quadro 3.2 - Características mecânicas do solo B

Solo	Profundidade (m)	γ (kN/m^3)	K_0	c_u (Kpa)	E_u (Mpa)	U_u
Camada Argilosa	0,0 - 5,0	18	0,6	25	25	0,495
	5,0 – 30			c_u = 10,65 + 0,35 * O'v$_0$	Eu = 1000 c_u	
Firme	30,0 - 50,0	21,3	0,6	400	600	

As análises realizaram-se em tensões totais e para o maciço foi admitido um comportamento elástico-perfeitamente plástico através do critério de rotura de Tresca. Aos elementos de junta representativos da interface entre a parede moldada e o maciço terroso, foi atribuído um comportamento do mesmo tipo do solo. O valor adoptado no programa para o Rinter foi de 2/3, valor este que se traduz numa redução das características resistentes dos elementos de junta.

Para o estudo das escavações apresentadas foi escolhido o programa de cálculo automático PLAXIS, tendo-se utilizado a versão 8.2. Trata-se de um *software* comercial criado com a finalidade de determinação do estado de tensão e de deformação em solos. O seu desenvolvimento foi iniciado em 1987, pela Technical University of Delft. Actualmente a firma PLAXIS b.v., é a detentora dos direitos do programa e responsável pelo contínuo desenvolvimento do mesmo.

Os factores que mais contribuíram para a escolha deste *software*, foram o facto de este ser um dos *softwares* comerciais mais usados, para além de possuir um interface "amigável", tanto na introdução dos dados como na análise dos resultados.

3.2.3. ESTRUTURAS DE SUPORTE CONSIDERADAS

Como foi referido anteriormente foram objecto de estudo duas escavações, variando quer nos níveis de escoramento quer na espessura da parede.

No que respeita à escavação 1, esta compreende uma parede moldada de 0,6 m de espessura com 31,5 m de comprimento. Neste modo, o pé da cortina penetra 1,5m no "firme". Dito isto, a ficha corresponde a 16,5 m (52,4% do comprimento total da parede).

O peso volúmico da parede é de 25 kN/m^3.

A escavação 2 compreende uma parede de 0,8 m de espessura com 31,5 m de comprimento. Também neste caso, o pé da cortina penetra 1,5 m no "firme". A ficha corresponde a 6,5 m (20,6% do comprimento total da parede).

O peso volúmico da parede é de 25kN/m^3.

Para modelar a parede, utilizou-se o elemento barra (no PLAXIS denominado "*plate*") atribuindo-se comportamento elástico linear, tendo-se considerado um módulo de elasticidade (E) de 30GPa, sensivelmente correspondente ao módulo regulamentar para o betão.

A Fig. 3.4 apresenta esquematicamente a secção plana analisada.

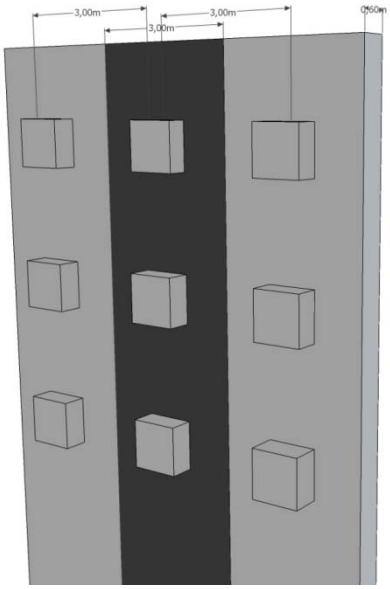


Fig. 3.4 - Dimensões para o cálculo da área da secção transversal representativa da estrutura real

Deste modo, os valores da rigidez axial e da rigidez à flexão encontram-se expressos no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Rigidez axial e à flexão das paredes moldadas

Espessura (m)	E (GPa)	EA (MN/m)	EI (MN.m^2/m)
0,6	30	18000	540
0,8	30	24000	1280

Em relação ao sistema de escoramento adoptado, a parede moldada é complementada pelo uso de um determinado número de escoras, dependendo da profundidade escavada.

Para uma estimativa da força resultante em cada escora, no final da escavação usaram-se os diagramas de pressões horizontais das terras em repouso. A Fig. 3.5 ilustra as pressões horizontais de terras, em repouso, sobre a parede moldada. O diagrama A reflecte as tensões horizontais efectivas devido às terras, pressão que se exerce desde a cota original do terreno até aos 15,0 m de escavação, resultante do solo submerso. O diagrama B refere-se às pressões da água. A mesma figura contém o valor da força total exercida sobre a parede moldada actuando a cerca de 1/3 da profundidade escavada.

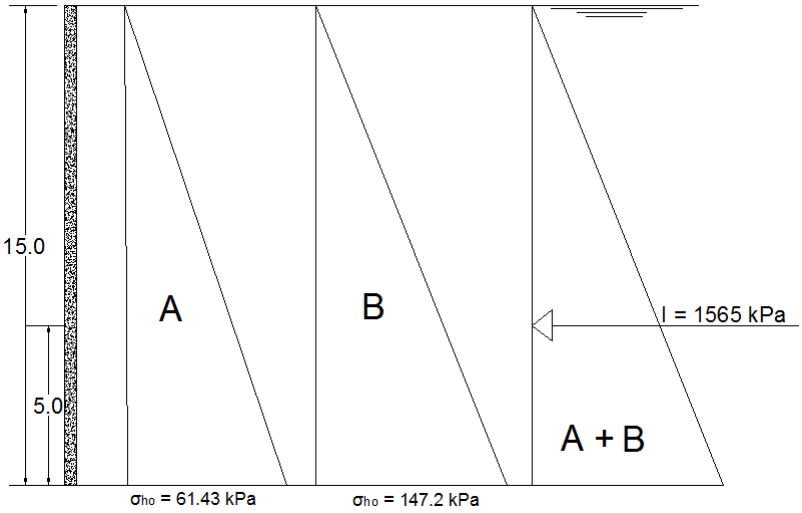


Fig. 3.5 - Pressões horizontais de repouso sobre a parede moldada na Escavação 1 para o Solo A

Como forma de estimar a força exercida em cada escora no final da escavação, optou-se por dividir a totalidade do impulso pelo número de escoras inerente a cada escavação. Decidiu-se também, por triplicar a área necessária que daí resultou, para que, em nenhuma fase da escavação, a força exercida em qualquer das escoras fosse maior que a resistência das mesmas. É de salientar que, nesta fase da tese, ainda não se procura um pré-dimensionamento dos elementos, pretende-se, sim, um procedimento padrão que possibilite o enquadramento dos resultados obtidos.

No caso da escavação 1 (sem pré-esforço) a rigidez efectiva das escoras foi tomada em 80% da rigidez teórica.

No programa de cálculo automático as escoras foram simuladas com o elemento "*fixed-end anchor*".

Nos cálculos em que se simula a presença do elemento escora – tirante atribui-se um comportamento elástico para o elemento; isto significa que o elemento pode experimentar tracções e compressões.

Quando se pretende modelar a escora, atribui-se um comportamento elástico-plástico para o elemento com uma força máxima de tracção de zero. Estes elementos têm um espaçamento longitudinal de 3,0 m e na vertical de 5,0 m.

No caso da escavação 2, devido à sua elevada profundidade, foi objecto de estudo a utilização de pré-esforço nas escavações base.

Usando a mesma metodologia apresentada na Fig. 3.5 considerou-se um pré-esforço igual à resultante do impulso em repouso. Dividiu-se a totalidade do pré-esforço pelo número de escoras, tomou-se para o 1º nível 1/3 do valor obtido e distribuiu-se o restante de forma idêntica pelo resto das escoras. Esta distribuição resultou do facto de pré-esforços muito altos no 1º nível de escoras, acarretarem deslocamentos muito significativos no sentido oposto da escavação. Esta situação é facilmente explicável analisando as características do solo. Tanto no solo A, como o solo B, a rigidez evolui em profundidade, o que faz que em ambos os casos, a 1ª camada seja relativamente "macia" e, por isso, bastante deformável.

Dependendo dos cálculos efectuados, usou-se uma diferente rigidez axial para as escoras e utilizou-se um sistema do pré-esforço. As características principais estão representadas no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Rigidez axial das escoras e utilização do pré-esforço nos cálculos base

Escavação	Solo	h (m)	Níveis de escoramento	EA (MN)	Rigidez	Pré-esforço
1	A	15	3	1726	80% Teórica	Não
	B	15	3	1828	80% Teórica	Não
2	A	25	5	3596	100% Teórica	Sim
	B	25	5	3808	100% Teórica	Sim

3.2.4. VISUALIZAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO

O modelo de cálculo envolve apenas uma zona restrita, próxima da estrutura de suporte. Na medida em que esta é simétrica, apenas será necessário modelar umas das metades. Ao longo do eixo de simetria admite-se que apenas possam ocorrer deslocamentos verticais, impondo-se nesta fronteira deslocamentos horizontais nulos. Na extremidade oposta foi definida uma fronteira suficientemente afastada da cortina (80,0 m). A uma profundidade de 30,0 m foi considerada a existência de uma camada de grande resistência.

Uma visualização da malha de elementos finitos e condições fronteira para as duas escavações pode ser efectuada na Fig. 3.6 e na Fig. 3.7.

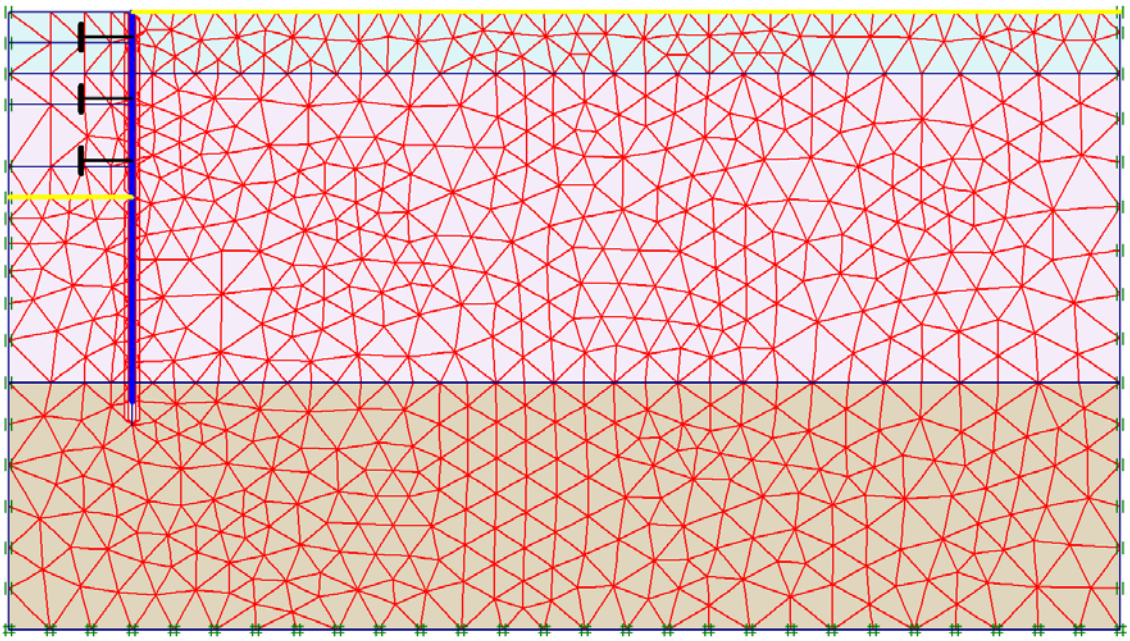


Fig. 3.6 - Malha de elementos finitos e condições fronteira para a escavação 1

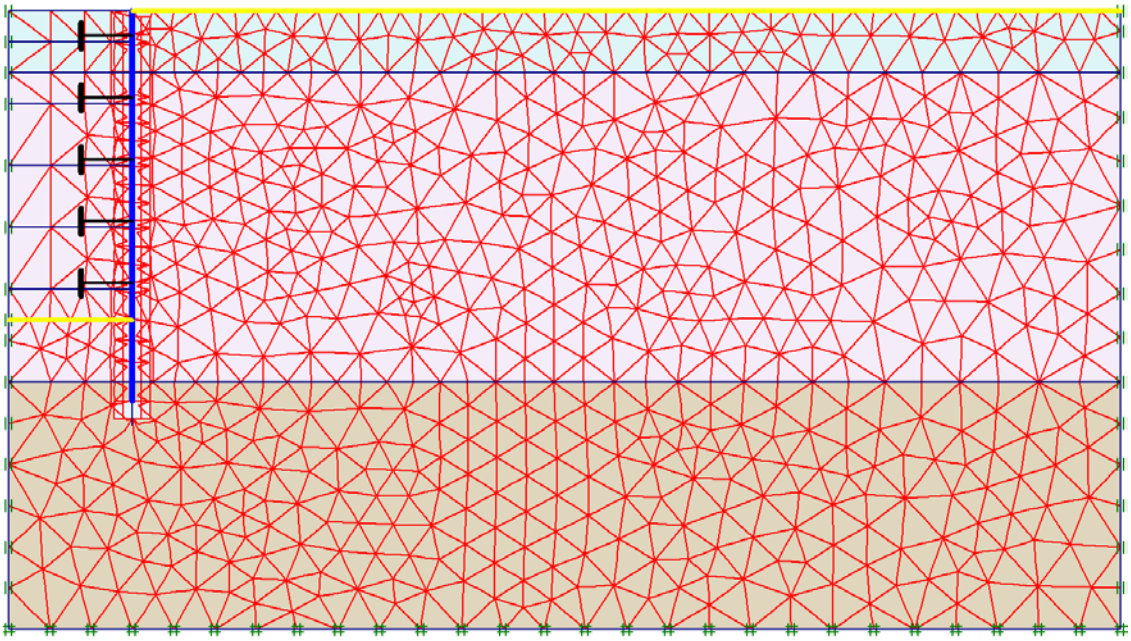


Fig. 3.7 - Malha de elementos finitos e condições fronteira para a escavação 2

Observe-se que a malha de elementos finitos usada corresponde à opção "*very fine*" do PLAXIS, ou seja, é uma malha muito fina e perfeitamente ajustável aos elementos. É de salientar que a malha é ainda mais refinada junto da parede moldada. Importa também referir que se prolongou a interface em 2,0 m para além do fundo da cortina. Desta forma, e não atribuindo a essa interface características que minorem a resistência (Rinter=1), facilita a convergência de resultados nessa zona. Este procedimento está de acordo com (Brinkgreve, R.B.J. [et al.], 2004). Com estes ajustes tenta-se obter melhores resultados junto da parede moldada e modelar de forma mais harmoniosa as transições entre solos com diferentes características.

3.2.5. Faseamento construtivo

3.2.5.1. Escavação 1

O processo construtivo foi simulado na sua totalidade. No Quadro 3.5 e na Fig. 3.8 encontra-se representado o esquema construtivo em análise.

Quadro 3.5 - Faseamento construtivo adoptado para a escavação 1

Fase	Natureza dos trabalhos
0	Instalação do estado de tensão em repouso
1	Introdução da parede moldada
2	Escavação até à profundidade de 2,5 m
3	Instalação do primeiro nível de escoramento (eixo aos 2,0 m)
4	Escavação até à profundidade de 7,5 m
5	Instalação do segundo nível de escoramento (eixo aos 7,0 m)
6	Escavação até à profundidade de 12,5 m
7	Instalação do terceiro nível de escoramento (eixo aos 12,0 m)
8	Escavação até à profundidade de 15 m

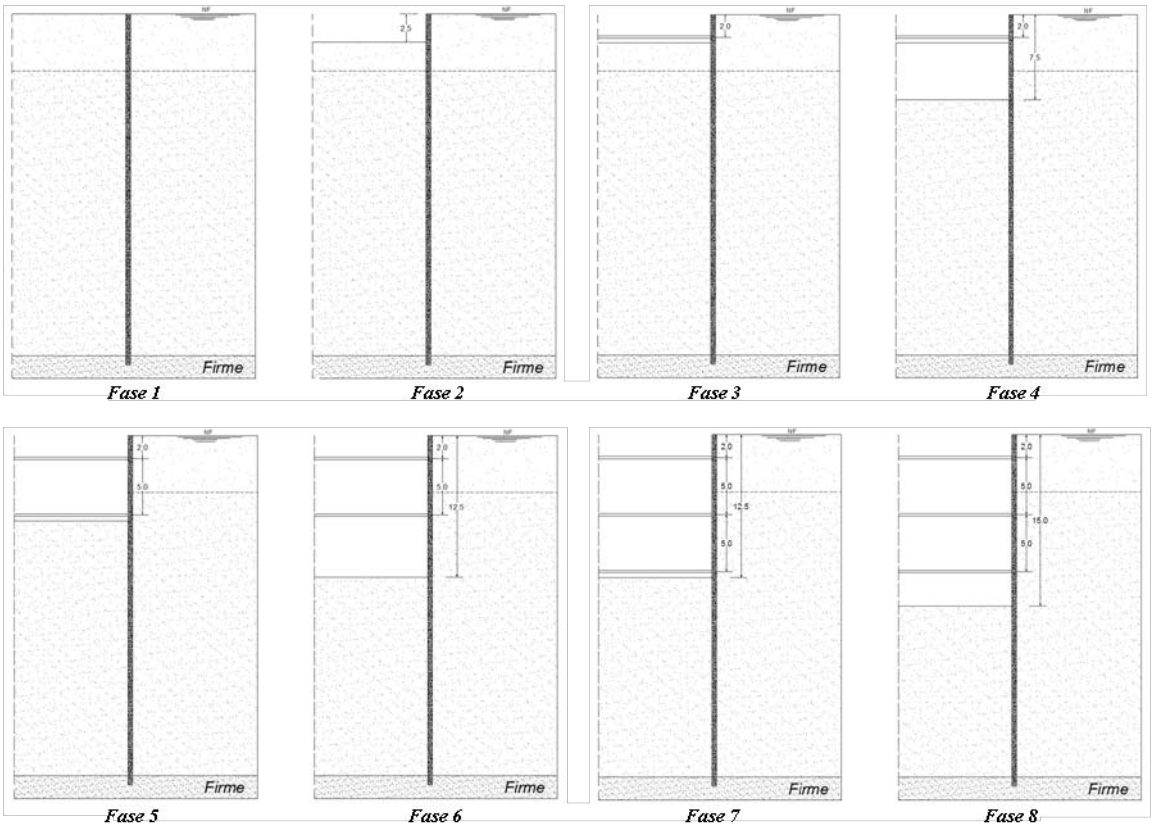


Fig. 3.8 - Faseamento construtivo da escavação 1

3.2.5.2. Escavação 2

No Quadro 3.6 e na Fig. 3.9 encontra-se representado o esquema construtivo em análise.

Quadro 3.6 - Faseamento construtivo adoptado

Fase	Natureza dos trabalhos
0	Instalação do estado de tensão em repouso
1	Introdução da parede moldada
2	Escavação até à profundidade de 2,5 m
3	Instalação do primeiro nível de escoramento (eixo aos 2,0 m)
4	Escavação até à profundidade de 7,5 m
5	Instalação do segundo nível de escoramento (eixo aos 7,0 m)
6	Escavação até à profundidade de 12,5 m
7	Instalação do terceiro nível de escoramento (eixo aos 12,0 m)
8	Escavação até à profundidade de 17,5 m
9	Instalação do quarto nível de escoramento (eixo aos 17,0 m)
10	Escavação até à profundidade de 22,5 m
11	Instalação do quinto nível de escoramento (eixo aos 22,0 m)
12	Escavação até à profundidade de 25 m

Fig. 3.9 - Faseamento construtivo da escavação 2

3.2.6. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

Na definição do estado de tensão inicial considerou-se que o nível freático se encontra à superfície e que este não é afectado pelo processo de construção, mantendo-se inalterado até à conclusão da obra.

A parede moldada foi considerada como impermeável, bem como a fronteira correspondente ao firme.

Dado que a cortina, tida como impermeável, assenta sobre o firme, também considerado impermeável, não é permitida percolação do lado suportado para o lado escavado. Deste modo, a cortina apresenta funções de elemento da estrutura de contenção de “corta-águas”.

Como condições fronteiras considerou-se que do lado suportado a posição do nível freático se manteria inalterada. Do lado escavado, admitiu-se que tenderia para uma situação hidrostática, na qual

a posição do nível freático coincide com a base da escavação. Trata-se portanto, de uma análise em tensões totais.

Na Fig. 3.10 ilustra-se a posição do nível freático quando é atingido o final da escavação.

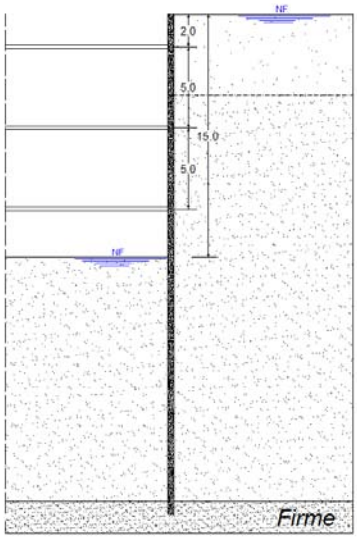


Fig. 3.10 - Condições hidráulicas no final da escavação 1

As fronteiras laterais do problema também foram consideradas como impermeáveis, embora por razões distintas: a fronteira lateral esquerda pelo facto de coincidir com o plano de simetria do problema, a fronteira lateral direita por uma questão de truncamento do meio.

Foi considerado para a água um peso volúmico de 9,8 kN/m^3. Dada a natureza dos materiais implicados nesta análise, foi admitido que o processo de escavação decorre em condições não drenadas.

O estado de tensão inicial é definido automaticamente pelo programa de cálculo, com base nos valores do peso volúmico e do coeficiente de impulso em repouso atribuído ao solo.

3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ESCAVAÇÃO 1

3.3.1. SOLO A

3.3.1.1. Deslocamentos

A Fig. 3.11 e a Fig. 3.12 apresentam o cenário geral das deformações horizontais e verticais em redor da escavação, na fase final do cálculo.

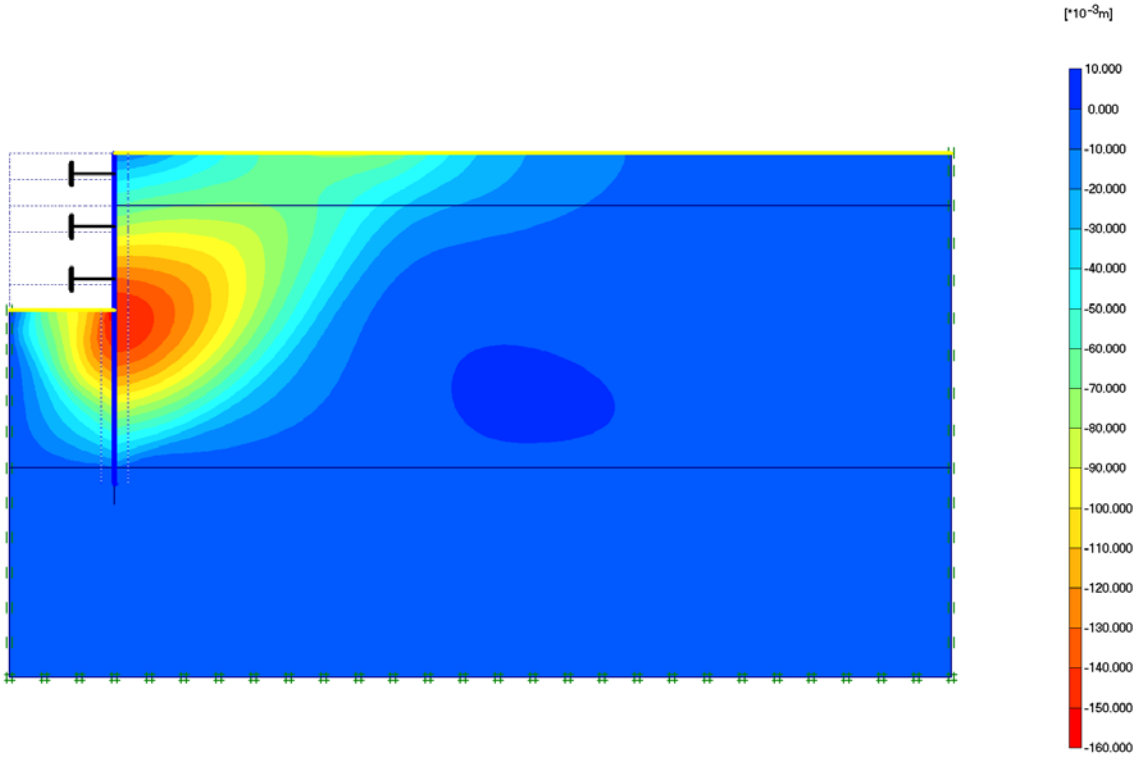


Fig. 3.11 - Deslocamento horizontal no final da escavação (escala em milímetros)

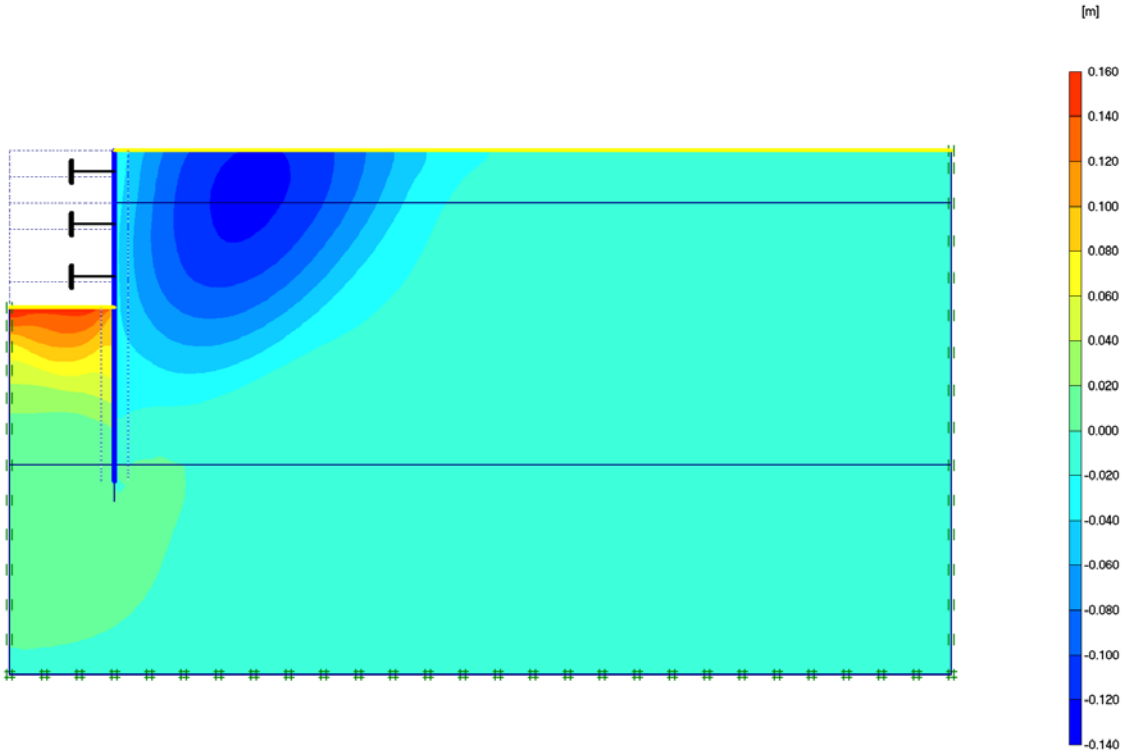
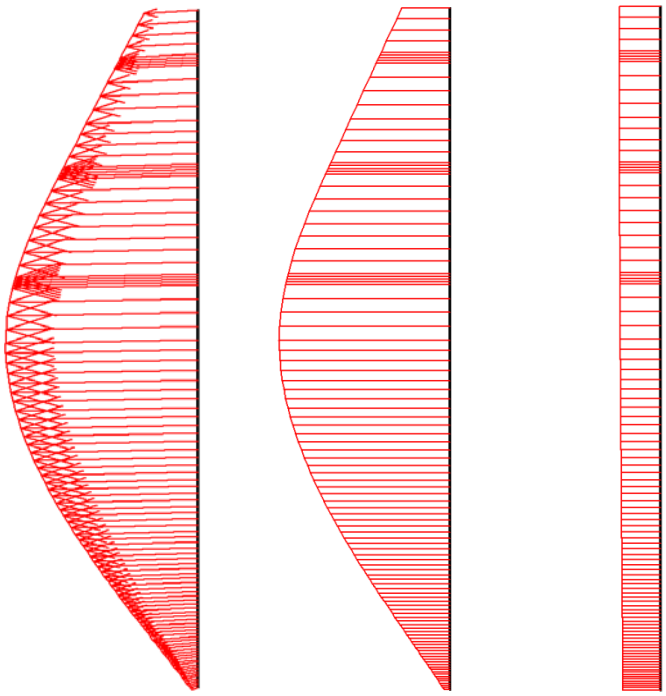


Fig. 3.12 - Deslocamento vertical no final da escavação (escala em milímetros)

As deformações horizontais máximas ocorrem no fundo da escavação (15,0 m), com o valor de cerca de 149 mm (1 % da profundidade máxima de escavação). A Fig. 3.13 ilustra os deslocamentos da cortina na fase final de cálculo.



a) H_t = 148,55 mm b) H_x = 148,53 mm c) H_v = 2,41mm

Fig. 3.13 - Deslocamentos da cortina na fase final da escavação: a) – deslocamento total; b) – deslocamento horizontal; c) – deslocamento vertical

No que respeita às deformações verticais, tal como esperado, prevalece o empolamento do fundo da escavação.

Na Fig. 3.14 mostra-se a evolução dos levantamentos do fundo da escavação durante as diferentes fases do processo construtivo. Conforme mostra a Fig. 3.14, os movimentos ascendentes do fundo da escavação aumentam com o progredir da mesma.

O grande alívio da tensão vertical resultante da escavação, acrescido do aumento da deformabilidade do maciço provocada pela diminuição da tensão média, permitem explicar tal fenómeno (Raposo, N.P., 2008). Para este caso, o empolamento máximo ocorre no centro da escavação e atinge um máximo de 158 mm (1% da profundidade máxima de escavação). Junto à cortina, devido à mobilização de tensões tangenciais na interface entre esta e o solo subjacente, com movimento ascendente, o empolamento praticamente deixa de existir. Note-se que, este valor pode de alguma forma ser amplificado pelo facto de se ter utilizado um modelo que não distingue rigidez em carga de rigidez em descarga. Como esta é normalmente superior a sua consideração levaria a uma diminuição destes empolamentos.

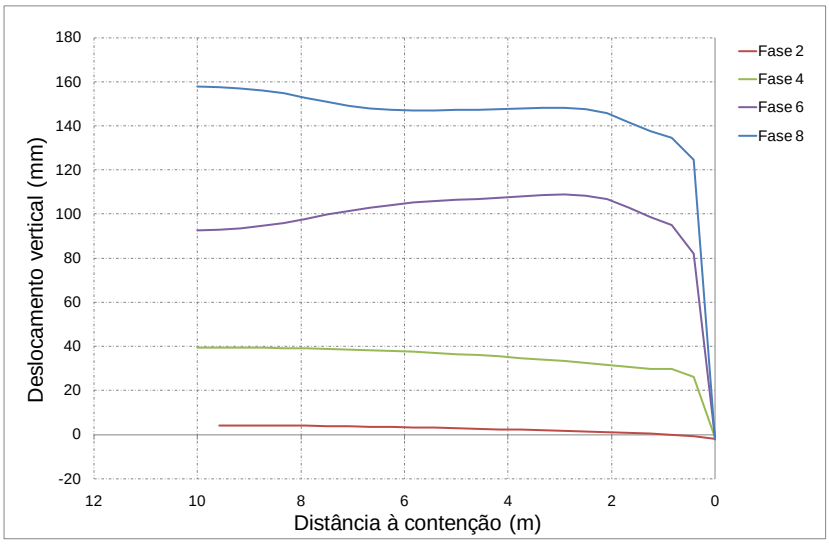


Fig. 3.14 - Deslocamentos verticais do fundo da escavação ao longo do processo construtivo

Além do empolamento do fundo da escavação, há que assinalar os movimentos associados ao maciço suportado. Em relação aos deslocamentos verticais da superfície, compete dizer que o perfil côncavo apresentado pela bacia de subsidência é típico de escavações em solos moles, em que o pé da cortina apresenta boas condições de apoio, mobilizando-se elevadas tensões tangenciais entre esta e o maciço suportado. A concavidade apresentada tende a pronunciar-se com o evoluir das fases de escavação, afastando-se o deslocamento vertical máximo da proximidade da cortina, atingindo o valor de 121 mm à distância de 14,5 m da cortina.

Este perfil de assentamento está de acordo com a tipologia identificada por (Clough, G.W. and O' Rourke, T.D., 1990), (Ou, C.Y. [et al.], 1993) e (Long, M., 2001) através da compilação de resultados da observação de um vasto número de obras.

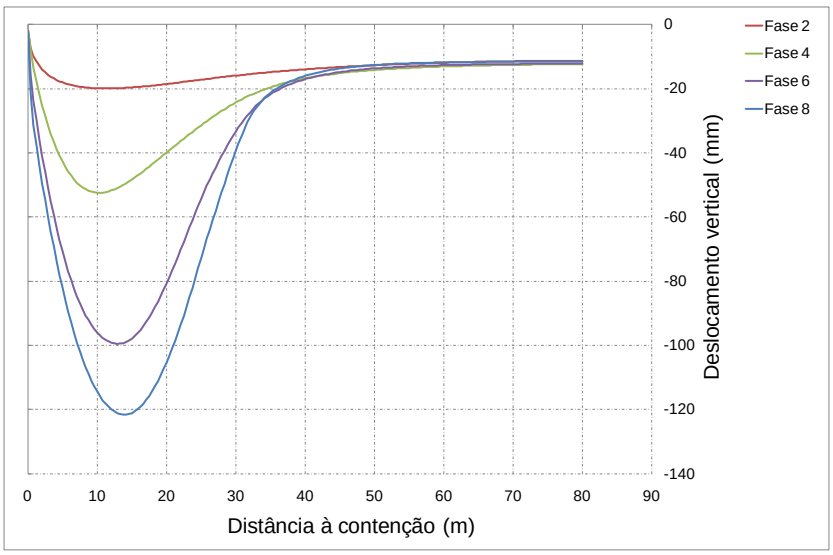


Fig. 3.15 - Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo

No que respeita aos deslocamentos horizontais do maciço suportado, cuja importância é idêntica à dos verticais para a indução de danos nas edificações próximas da escavação (Portugal, J. [et al.], 2004), verifica-se uma diferença de tipologia da primeira fase de escavação para as restantes fases.

Na primeira fase de escavação, pelo facto de a cortina apresentar um perfil de deslocamentos do tipo autoportante, o deslocamento horizontal máximo ocorre junto à cortina, diminuindo de uma forma mais ou menos linear à medida que a distância aumenta. Após a instalação do primeiro nível de escoramento, a cortina começa a apresentar uma deformada côncava, ocorrendo os maiores deslocamentos abaixo da base da escavação. Os deslocamentos horizontais máximos da superfície do terreno deixam então de ocorrer junto à cortina, para ocorrerem a certa distância desta. A Fig. 3.16 ilustra os deslocamentos horizontais do maciço suportado após a primeira fase de escavação e depois de instalado o primeiro nível de escoramento.

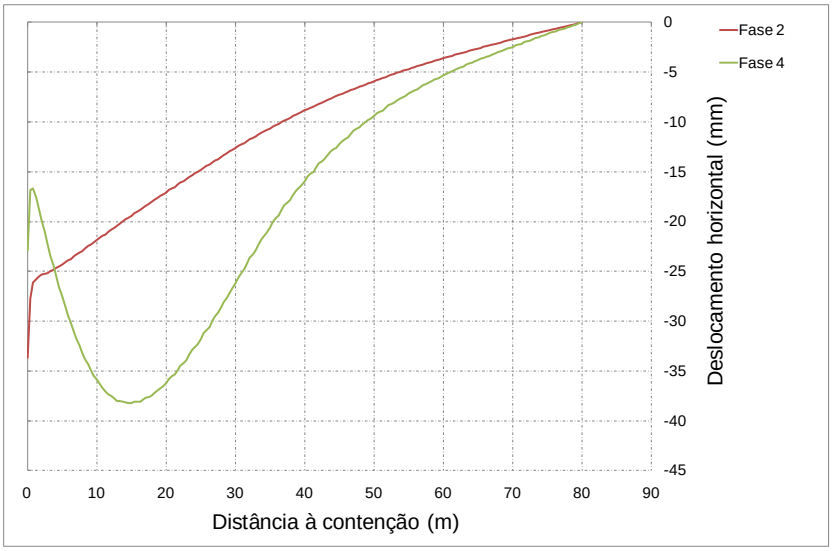


Fig. 3.16 - Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado para as fases 2 e 4

Este efeito torna-se notório à medida que a profundidade da escavação aumenta, atingindo o valor de 121 mm à distância medida na horizontal de 15,0 m da cortina, como ilustra a Fig. 3.17.

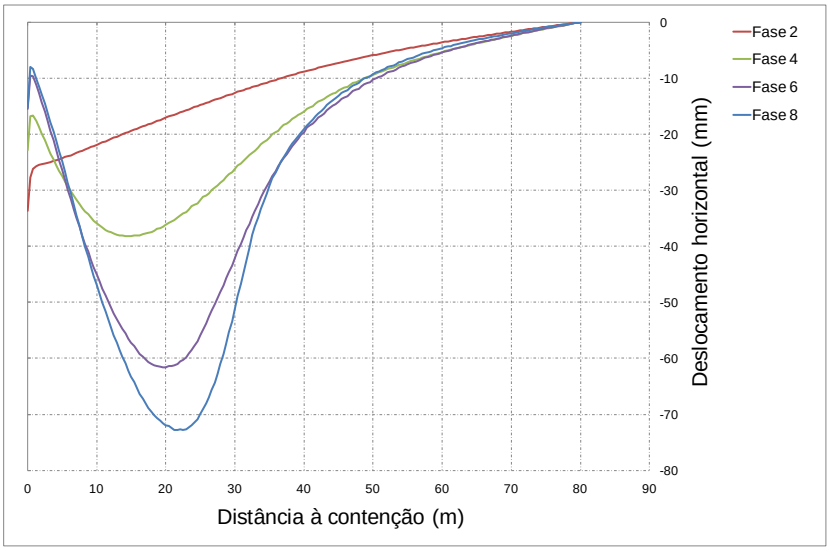


Fig. 3.17 - Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo

A Fig. 3.18 ilustra a tipologia dos deslocamentos horizontais ao longo da cortina.

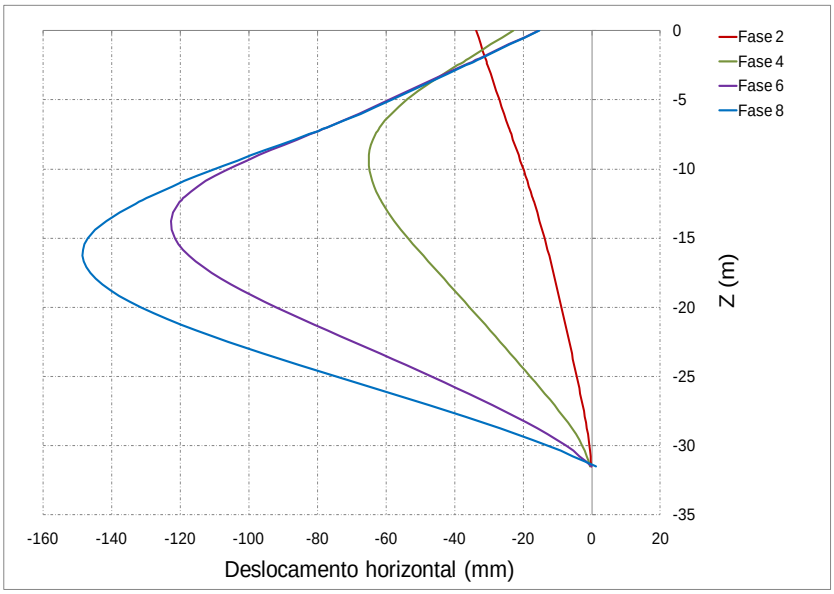


Fig. 3.18 - Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação

O deslocamento máximo do topo da cortina regista-se na fase inicial quando não existe nenhum nível de escoramento instalado, deslocando-se a parede como uma consola, ou seja, a cortina sofre uma rotação em torno da face enterrada.

Após a instalação do primeiro nível de escoramento começa a desenvolver-se a convexidade da face virada para a escavação; apoiada no primeiro nível de escoramento e solicitada abaixo deste por forças dirigidas para a escavação, a parede inverte na parte superior o sentido do deslocamento. Estes fenómenos ampliam-se necessariamente nas fases construtivas seguintes.

Os movimentos acima da base da escavação são relativamente pequenos, estando intrinsecamente dependentes da rigidez do escoramento, pelo que grande percentagem dos deslocamentos durante as fases de escavação ocorre abaixo da cota da mesma. O deslocamento horizontal máximo da cortina tem o valor de 149 mm (1% da profundidade máxima de escavação) e ocorre abaixo da base da escavação.

A Fig. 3.18 torna evidente o facto de o deslocamento incremental de cada fase de escavação ser crescente, o que significa que as fases finais têm uma contribuição superior para o deslocamento total da estrutura de suporte.

Pode assim concluir-se que os deslocamentos verticais da superfície do terreno estão intimamente ligados a movimentos abaixo da base da escavação, não sendo sensíveis a ligeiros movimentos laterais da cortina após as fases de escavação, ao contrário dos deslocamentos horizontais, que se mostram sensíveis ao movimento lateral da cortina acima do fundo da escavação.

3.3.1.2. Esforços no escoramento.

A evolução das forças mobilizadas no escoramento durante a execução da escavação está ilustrada na Fig. 3.19.

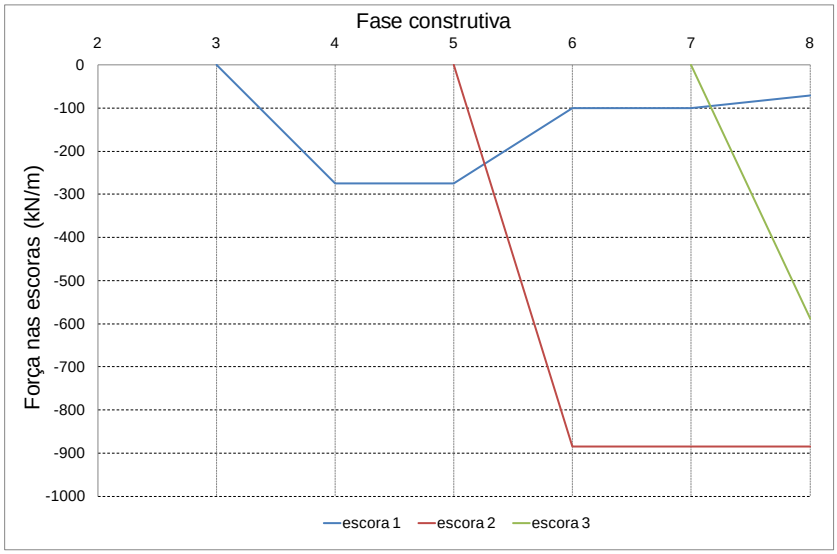


Fig. 3.19 - Esforços no escoramento

Após a análise da Fig. 3.19 pode-se concluir que o esforço axial no primeiro nível, após registar um valor considerável na fase da escavação imediatamente posterior à sua instalação, diminui com o progresso da escavação, o que de resto está de acordo com o movimento da parede, atrás analisado.

No segundo nível de escora mobiliza-se uma reacção bastante superior à registada para o primeiro, mantendo-se o valor do esforço axial sensivelmente constante ao longo das duas fases seguintes.

O terceiro nível é solicitado na fase 7 e aumenta significativamente até à fase 8. É de notar que a reacção nunca chega a atingir valores tão altos como no segundo nível. Este fenómeno deve-se ao facto de da fase 7 para a fase 8 apenas se escavar 2,5 m, o que não acontecia com os outros níveis, que suportam um vão de 5,0 m.

3.3.1.3. Momentos flectores.

A Fig. 3.20 mostra a evolução dos momentos flectores durante as fases de escavação.

Verifica-se uma clara predominância de momentos flectores positivos ao longo de grande parte da altura da cortina, os quais produzem tracções na face voltada para o interior da escavação. Com excepção da primeira fase de escavação, onde a cortina é autoportante e funciona em consola, o momento flector máximo em cada fase de construção é positivo e ocorre imediatamente abaixo do nível de escoramento, isto é, nas proximidades do nível corrente de escavação. É de salientar que o momento negativo de encastramento tem um valor considerável, neste caso, 800 kNm/m.

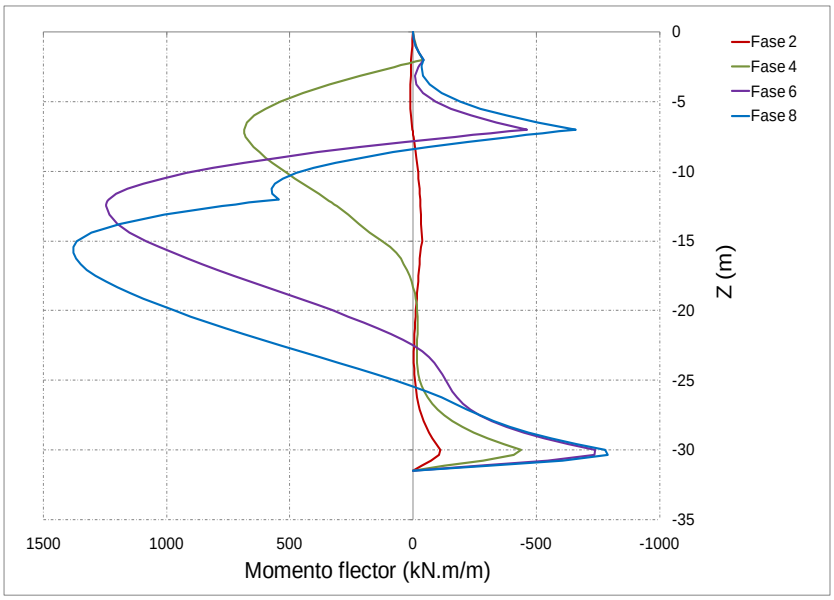


Fig. 3.20 - Momentos flectores na cortina

3.3.1.4. Pressões de terras

A Fig. 3.21 representa as tensões normais na interface solo-cortina no final da escavação, bem como as tensões normais de repouso. É de notar, que no estudo efectuado usou-se um comportamento do tipo "*Non-porous*", de modo a simular condições não drenadas. Deste modo, e como já foi referido anteriormente, foi possível entrar directamente com as propriedades elásticas não drenadas, em combinação com as propriedades resistentes não drenadas. Assim, as análises são feitas em tensões totais, sem distinguir tensões efectivas e pressões da água.

De acordo com o que está representado na Fig. 3.21, até à profundidade de sensivelmente 8,0 m, as tensões horizontais a actuar sobre a cortina no final da escavação ultrapassam o estado de repouso. Para profundidades superiores o fenómeno inverte-se, ou seja, as pressões das terras suportadas passam a ser inferiores às de repouso. Note-se que por volta dos 30,0 m as pressões tendem a diminuir drasticamente, tal facto sucede porque a essa profundidade a cortina penetra no "firme"que se admitiu ser de grande resistência.

Este crescimento das tensões na zona superior está associado ao efeito de arco na direcção vertical, com transferência de tensões das zonas inferiores para as zonas superiores.

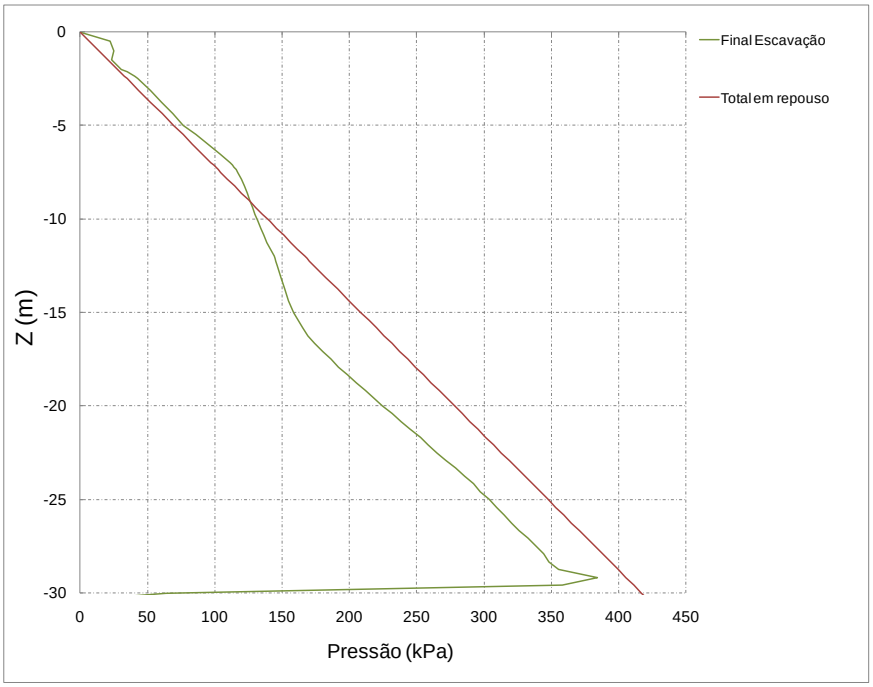


Fig. 3.21 - Tensões normais na interface solo-paramento

3.3.2. SOLO B

3.3.2.1. Deslocamentos

A Fig. 3.22 e a Fig. 3.23 apresentam o cenário geral das deformações horizontais e verticais em redor da escavação, após a conclusão da sua construção.

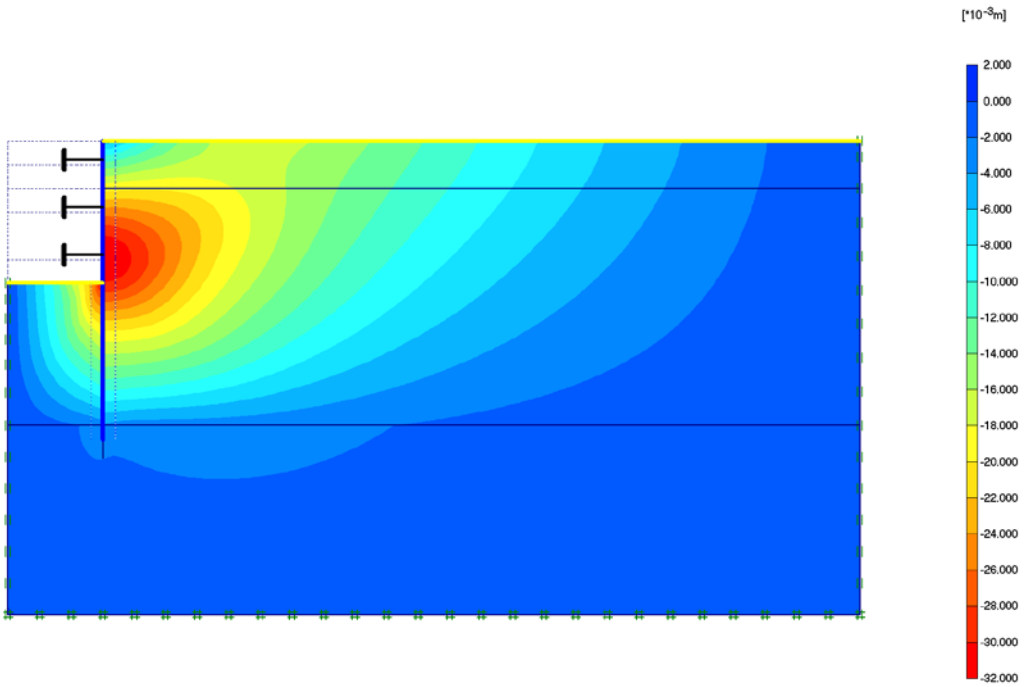


Fig. 3.22 - Deslocamento horizontal no final da escavação (escala em milímetros)

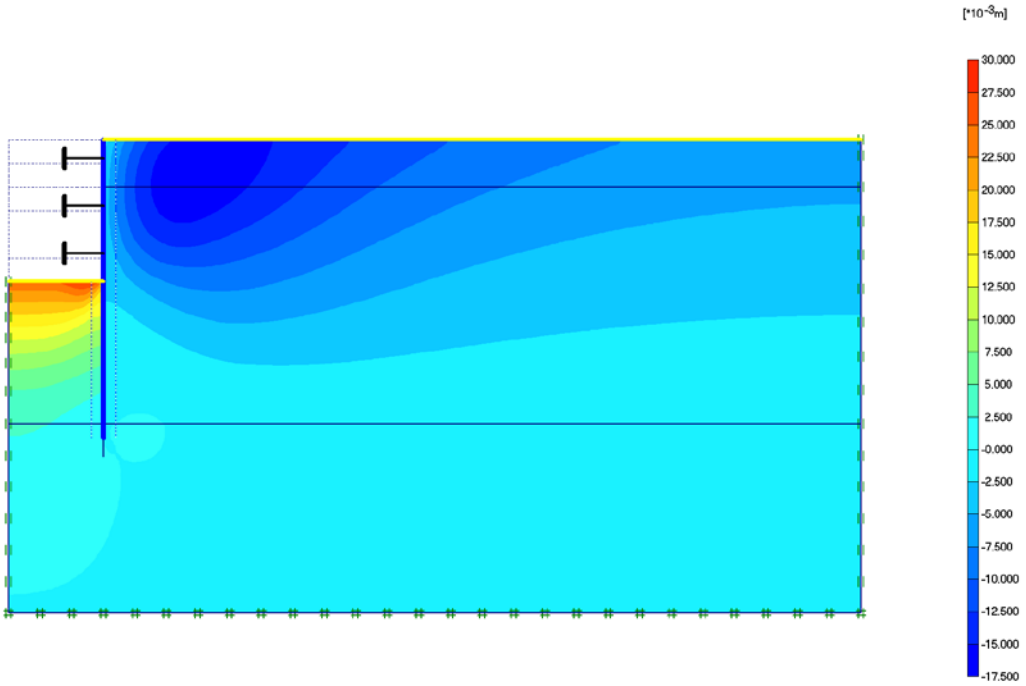
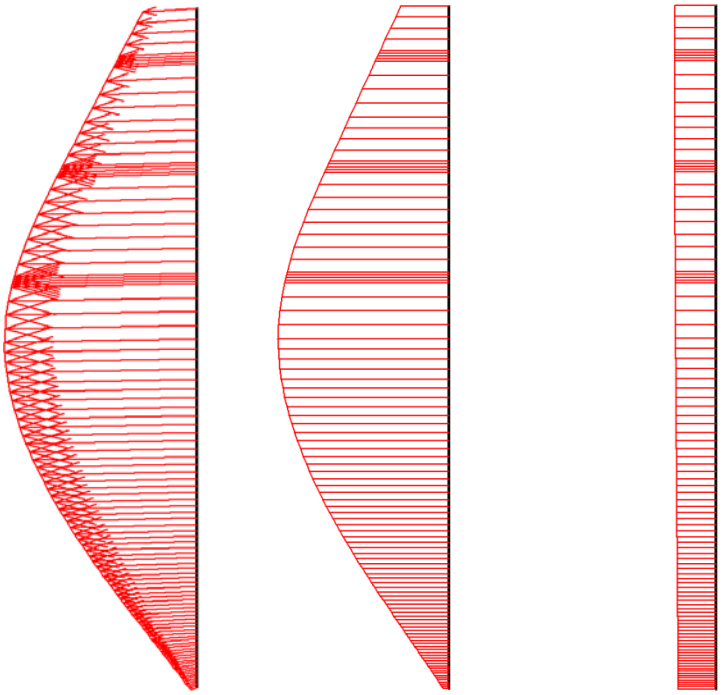


Fig. 3.23 - Deslocamento vertical no final da escavação (escala em milímetros)

Tal como no exemplo anterior, as deformações horizontais máximas ocorrem no fundo da escavação (15,0 m), mas desta vez com o valor de 32 mm (0,2 % da profundidade máxima de escavação).

A Fig. 3.24 ilustra os deslocamentos sofridos pela cortina no final da fase de cálculo.



a) H_t = 31,68 mm b) H_x = 31,66 mm c) H_v = 1,11 mm

Fig. 3.24 - Deslocamentos da cortina na fase final da escavação: a) – deslocamento total; b) – deslocamento horizontal; c) – deslocamento vertical

Relativamente às deformações verticais prevalece novamente o empolamento do fundo da escavação.

Na Fig. 3.25 mostra-se a evolução dos levantamentos do fundo da escavação durante as diferentes fases do processo construtivo. Conforme mostra a figura, os movimentos ascendentes do fundo da escavação aumentam com o progredir da mesma.

Para este caso, e devido à maior resistência do solo, o empolamento máximo ocorre relativamente perto da cortina (1,0 m) e atinge um máximo de 27 mm (0.2 % da profundidade máxima de escavação). Tal como no caso anterior, à medida que esta distância encurta, o empolamento deixa de existir devido à mobilização de tensões tangenciais entre a cortina e o maciço suportado.

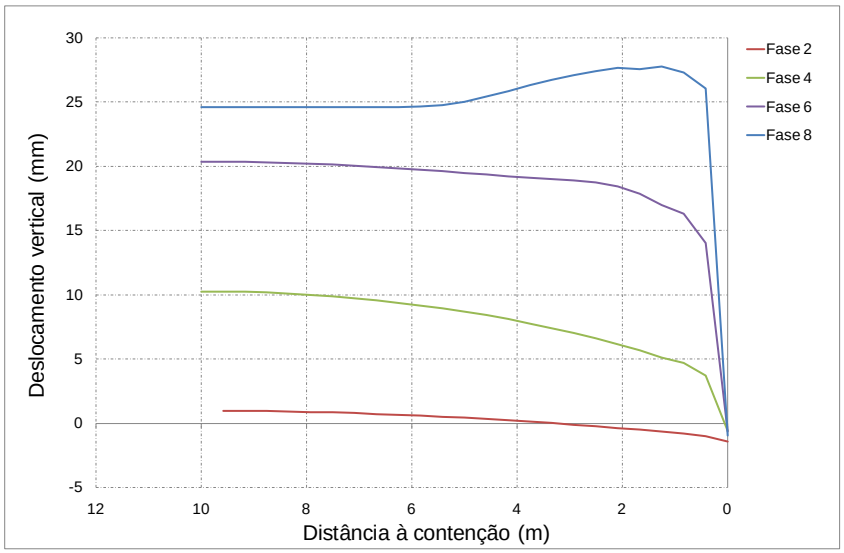


Fig. 3.25 - Deslocamentos verticais do fundo da escavação ao longo do processo construtivo

Em relação aos deslocamentos verticais da superfície, tal como no exemplo anterior, a concavidade apresentada tende a pronunciar-se com o evoluir das fases de escavação, como ilustra a Fig. 3.26.

Para este caso o deslocamento vertical máximo atinge um valor de 16,2 mm à distância de 12,0 m da cortina.

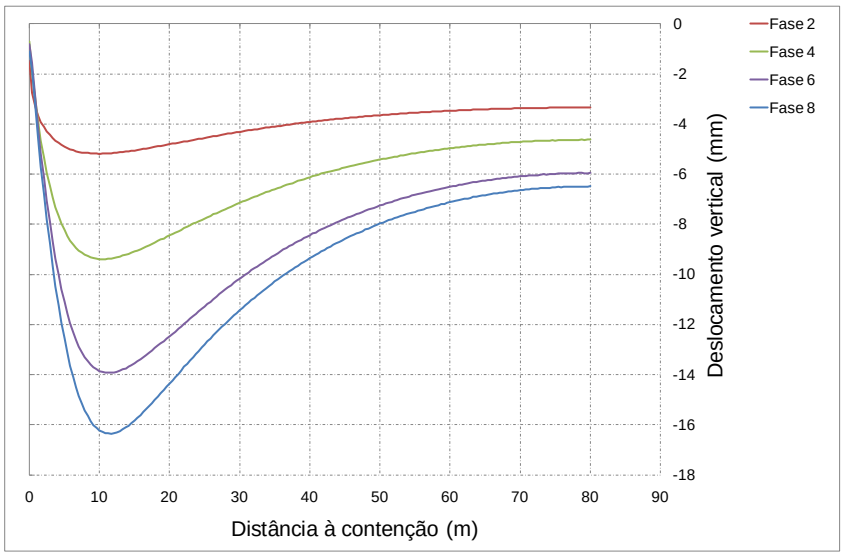


Fig. 3.26 - Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo

No que confere aos deslocamentos horizontais do maciço suportado na primeira fase de escavação, pelo facto da cortina apresentar um perfil de deslocamentos do tipo autoportante, o deslocamento horizontal máximo ocorre junto à cortina, diminuindo de uma forma mais ou menos linear à medida que a distância aumenta. Os deslocamentos horizontais máximos da superfície do terreno deixam então de ocorrer junto à cortina, para ocorrerem a certa distância desta, como se pode verificar pela análise da Fig. 3.27.

Neste caso o deslocamento horizontal máximo atinge o valor de 17 mm à distância de 18,0 m da cortina, medida na horizontal.

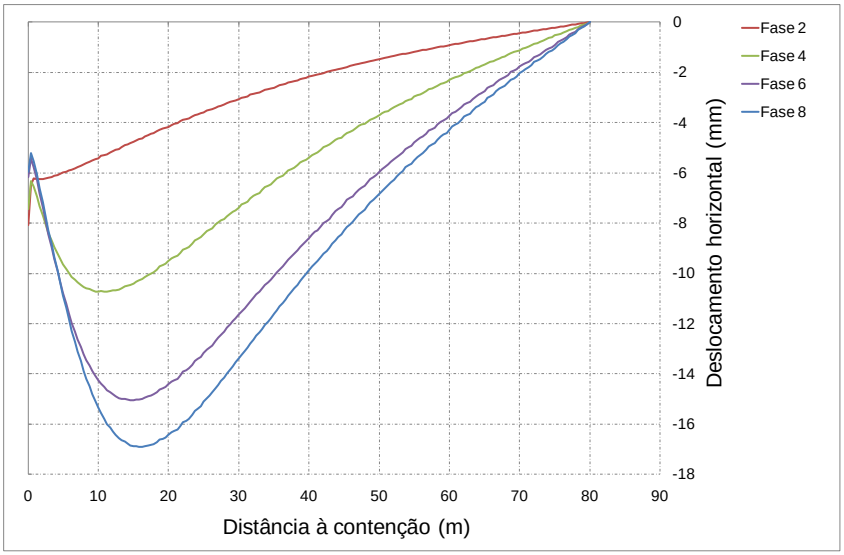


Fig. 3.27 - Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo

Através da análise da Fig. 3.28 pode-se concluir que a tipologia dos deslocamentos não varia em relação ao exemplo anterior, variando apenas a grandeza dos mesmos.

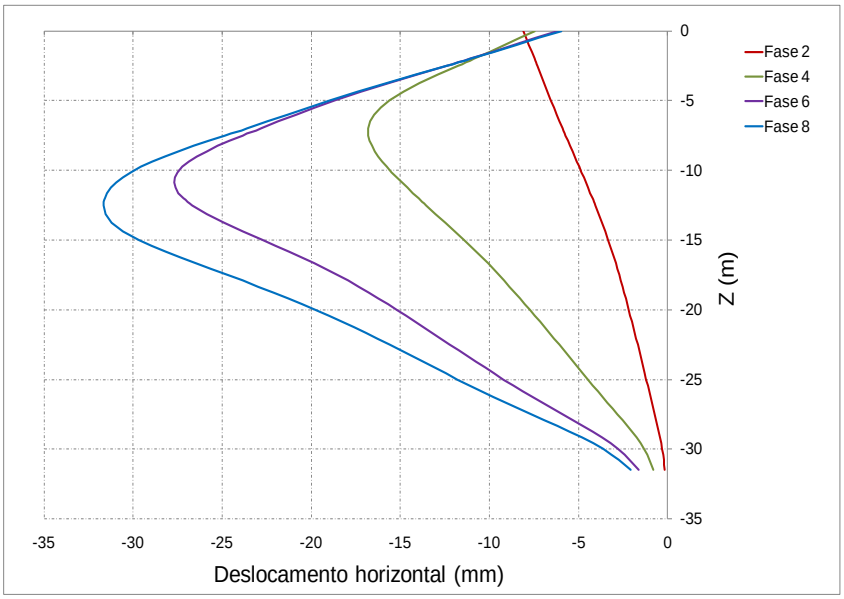


Fig. 3.28 - Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação

O deslocamento horizontal máximo da cortina tem o valor de 32 mm (0.2 % da profundidade máxima de escavação) e ocorre ligeiramente acima da base da escavação. Esta variação pode ser explicada pela diferença de resistência dos dois solos. Neste caso, a elevada resistência do solo abaixo da base da escavação, faz com que a concavidade se desenvolva mais rapidamente, o que acarreta um deslocamento máximo mais perto da superfície.

3.3.2.2. Esforços no escoramento.

A evolução das forças mobilizadas no escoramento durante a execução da escavação está ilustrada na Fig. 3.29.

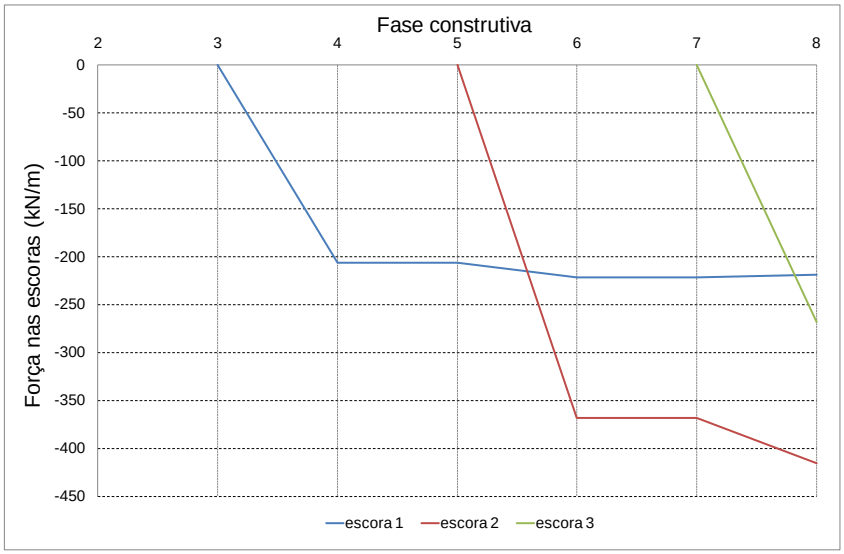


Fig. 3.29 - Esforços no escoramento

Após a análise da Fig. 3.29 pode-se concluir que no primeiro nível de escoramento, após registar um aumento significativo do esforço axial durante a fase de escavação consecutiva à sua instalação, apresenta um ligeiro aumento de esforço mobilizado nas fases de escavação seguintes.

O esforço mobilizado no segundo nível aumenta drasticamente na fase de escavação subsequente, e ligeiramente na última fase de escavação

No caso do terceiro nível, como seria de esperar, o esforço axial aumenta durante a última fase de escavação.

A diferença em relação aos resultados referentes ao solo A, relacionam-se com a grande rotação que a parede sofre no solo mais mole, que diminui a força nas escoras nas fases superiores.

3.3.2.3. Momentos flectores.

A Fig. 3.30 mostra a evolução dos momentos flectores durante as fases de escavação.

Verifica-se uma clara predominância de momentos flectores positivos ao longo de grande parte da altura da cortina. Com excepção da primeira fase de escavação, onde a cortina é autoportante e funciona em consola, o momento flector máximo em cada fase de construção é positivo e ocorre imediatamente abaixo do nível de escoramento, isto é, nas proximidades do nível corrente de escavação.

É de salientar que, neste caso, o momento flector máximo não ocorre na última fase de escavação (fase 8) mas sim na penúltima (fase 6), o que faz com que o momento flector máximo seja atingido bastante acima da base da escavação (cerca de 4 m acima).

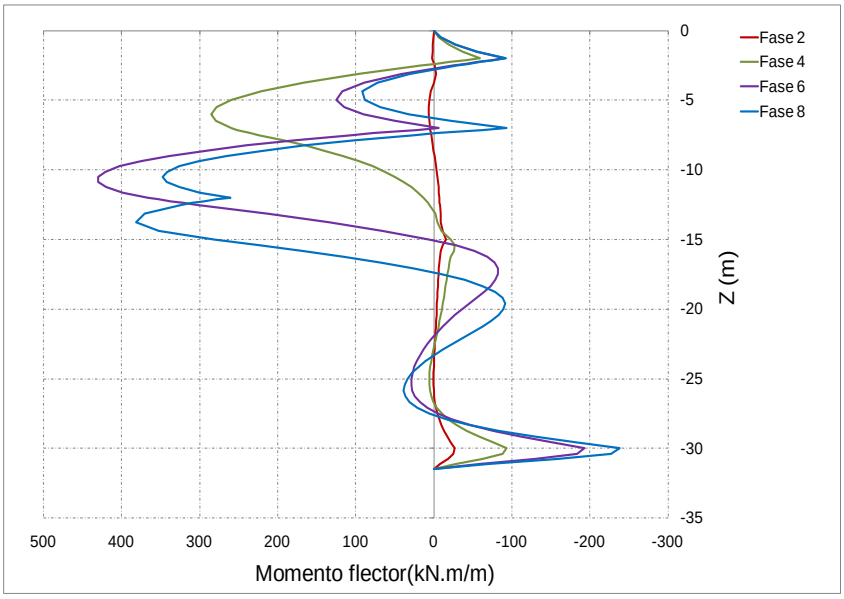


Fig. 3.30 - Momentos flectores na cortina

3.3.2.4. Pressões das terras

A Fig. 3.31 representa as tensões normais na interface solo-cortina no final da escavação, bem como as tensões normais de repouso.

De acordo com o que está apresentado na Fig. 3.31, apenas na parte superior da cortina (até à profundidade de cerca de 4,0 m) as tensões horizontais a actuar sobre a cortina no final da escavação ultrapassam o estado de repouso. Para profundidades superiores a esta o fenómeno inverte-se, ou seja, as pressões das terras suportadas passam a ser inferiores às de repouso. Note-se que, como acontecia no caso anterior, por volta dos 30,0 m as pressões tendem a diminuir drasticamente pelo motivo já referenciado.

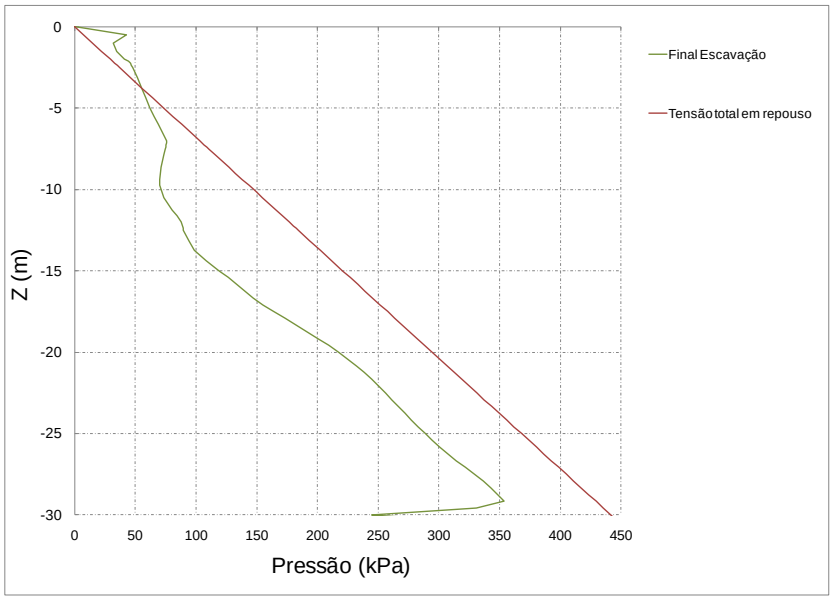


Fig. 3.31 - Tensões normais na interface solo-paramento

3.3.3. SOLO A VS SOLO B (FASE FINAL)

3.3.3.1. Deslocamentos

Para um melhor enquadramento de resultados optou-se por comparar os principais resultados referentes à mesma escavação, mas executadas em solos distintos.

Após a análise da Fig. 3.32 pode-se verificar a disparidade a nível de deslocamentos quando se altera o tipo de solo, neste caso, quando se evolui para um solo mais resistente.

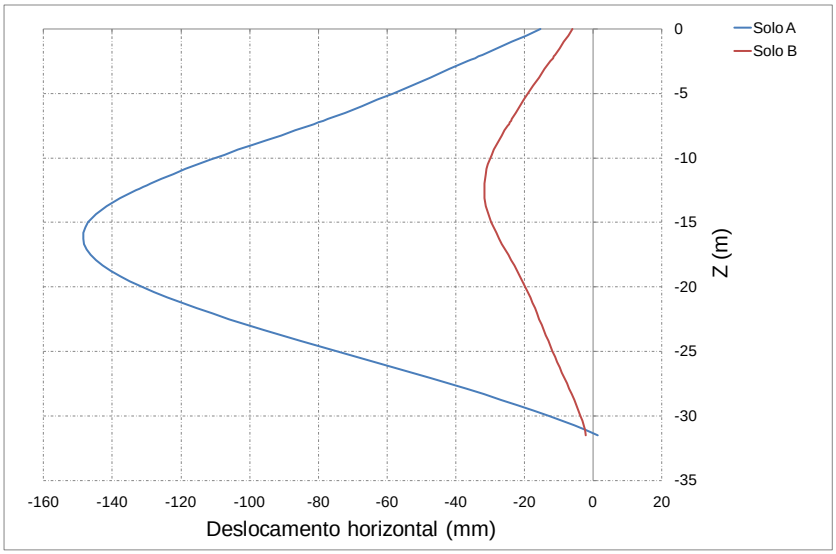


Fig. 3.32 - Deslocamentos horizontais da cortina para o solo A e solo B

É de notar que em ambos os casos os deslocamentos máximos ocorrem perto da base da escavação. No caso da escavação feita no solo A, o deslocamento máximo ocorre abaixo da base da escavação, atingindo um valor de 149 mm. No caso do solo B, o deslocamento horizontal máximo ocorre ligeiramente acima da base da escavação, com um valor de 32 mm (21% do valor máximo para solo A).

O resultado referente ao levantamento do fundo da escavação encontra-se representado na Fig. 3.33.

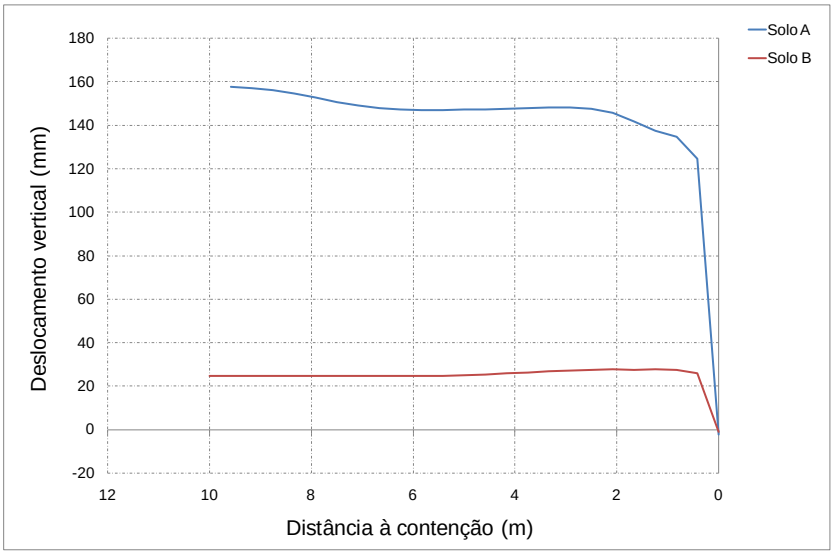


Fig. 3.33 - Deslocamentos verticais do fundo de escavação para o solo A e solo B

Para além da ordem de grandeza, uma outra grande diferença encontra-se no local onde o deslocamento vertical máximo ocorre. No caso do solo A, atinge um valor de 158 mm no centro de simetria da escavação. Por outro lado, o solo B, atinge o valor de 27 mm (17% do valor observado para o solo A) à distância de 1,0 m da cortina.

Em relação aos deslocamentos verticais da superfície do terreno os resultados encontram-se apresentados na Fig. 3.34.

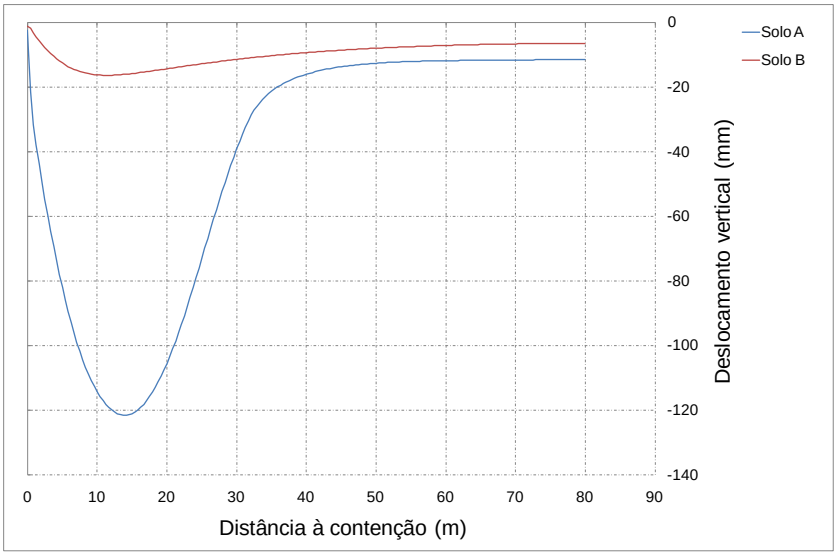


Fig. 3.34 - Deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A e solo B

A concavidade, e tal como seria expectável, é mais acentuada no caso do solo A, para o qual o deslocamento vertical máximo atinge o valor de 121 mm à distância de 18 m da cortina. O solo B atinge o deslocamento máximo a 16 m da cortina com um valor de 16,2 mm.

3.3.3.2. Esforços no escoramento

A força axial mobilizada pelos escoramentos para ambos os tipos de solo encontra-se representada na Fig. 3.35.

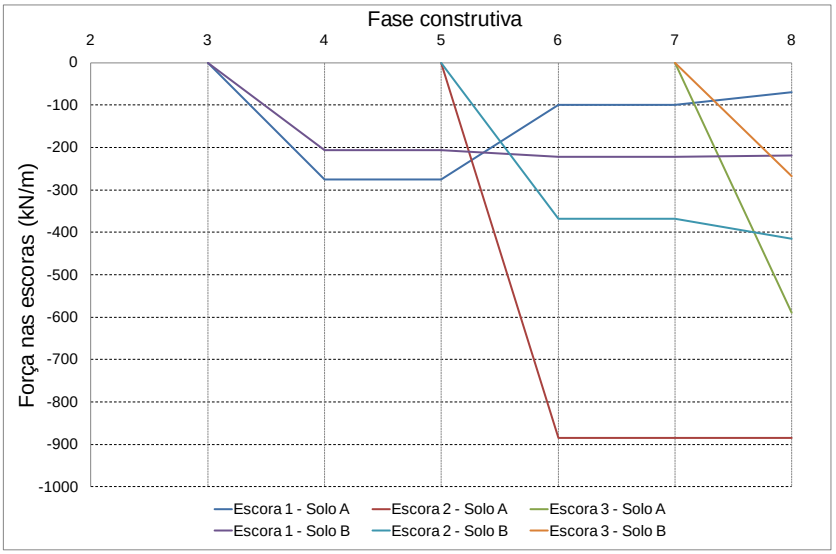


Fig. 3.35 - Evolução do esforço axial nas escoras para a escavação no solo A e solo B

No caso do solo A, o primeiro nível de escoramento após registar um aumento significativo na primeira fase de escavação diminui nas fases seguintes. Para o mesmo nível, no caso do solo B, após o primeiro aumento correspondente à primeira fase de escavação, este continua a aumentar ligeiramente nas fases seguintes.

No que respeita aos seguintes níveis, as forças mobilizam-se de modo semelhante, variando apenas a grandeza das mesmas.

É de notar que, no caso do solo A, a força máxima atinge um valor de 884 kNm/m e ocorre no segundo nível de escoramento. No caso do solo B, a força máxima tem um valor de 415 kNm/m (47% da mobilizada pelo solo A) e ocorre no terceiro nível de escoramento.

3.3.3.3. Momentos flectores na cortina

A variação em profundidade dos momentos flectores para os dois casos encontra-se expressa na Fig. 3.36.

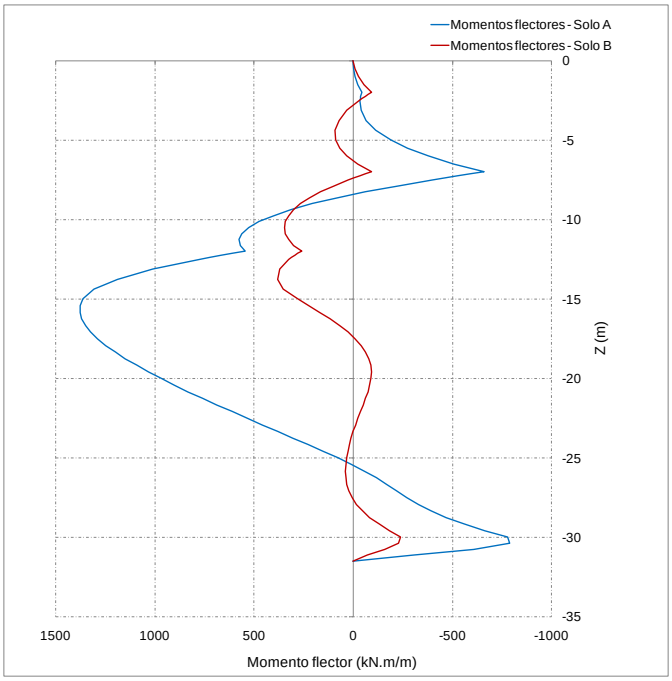


Fig. 3.36 - Momentos flectores na cortina para o solo A e solo B

Em ambos os casos, os momentos flectores mobilizados são predominantemente positivos. Para o solo A o momento flector máximo é atingido imediatamente abaixo da base da escavação, com um valor de 1450 kNm/m. O momento de encastramento tem o valor de 800 kNm/m e ocorre aos 30 m.

Para o solo B, o momento máximo é atingido imediatamente antes da base da escavação, com o valor de 380 kNm/m (26% do valor obtido para o solo A). Neste caso, o momento de encastramento vale 240 kNm/m e ocorre também aos 30 m.

Fica assim bem patente, a importância que a resistência do solo detém, no diagrama de momentos da cortina.

3.3.3.4. Pressões das terras

A Fig. 3.37 representa a variação das pressões das terras ao longo da interface solo-paramento para dois tipos de solo.

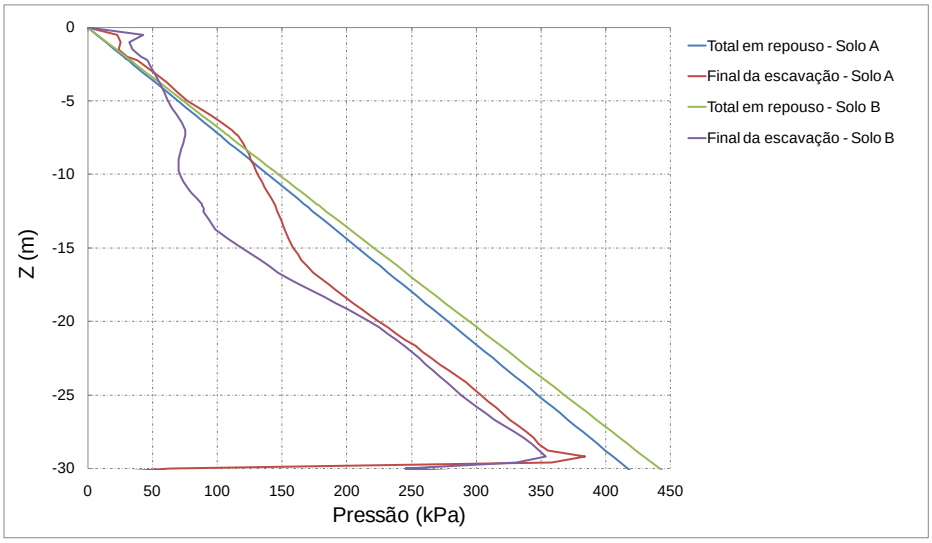


Fig. 3.37 - Tensões normais na interface solo-paramento para dos dois tipos de solo

De acordo com o que está representado na Fig. 3.37, constata-se que a maior variação de pressão entre os dois tipos de solo, ocorre sensivelmente entre os 5,0 m e os 15,0 m (altura da escavação). Em ambos os casos, na parte superior da cortina, as pressões verificadas no final da escavação superam as pressões em repouso. À medida que a profundidade vai aumentado, tal fenómeno deixa de suceder, sendo que a inversão ocorre primeiro no solo A (aos 4,0 m) e só mais abaixo (cerca de 4,0 m depois) é que o solo B sofre a mesma alteração

3.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ESCAVAÇÃO 2

3.4.1. SOLO A

3.4.1.1. Deslocamentos

A Fig. 3.38 e a Fig. 3.39 apresentam o cenário geral das deformações horizontais e verticais em redor da escavação, após a conclusão da sua construção.

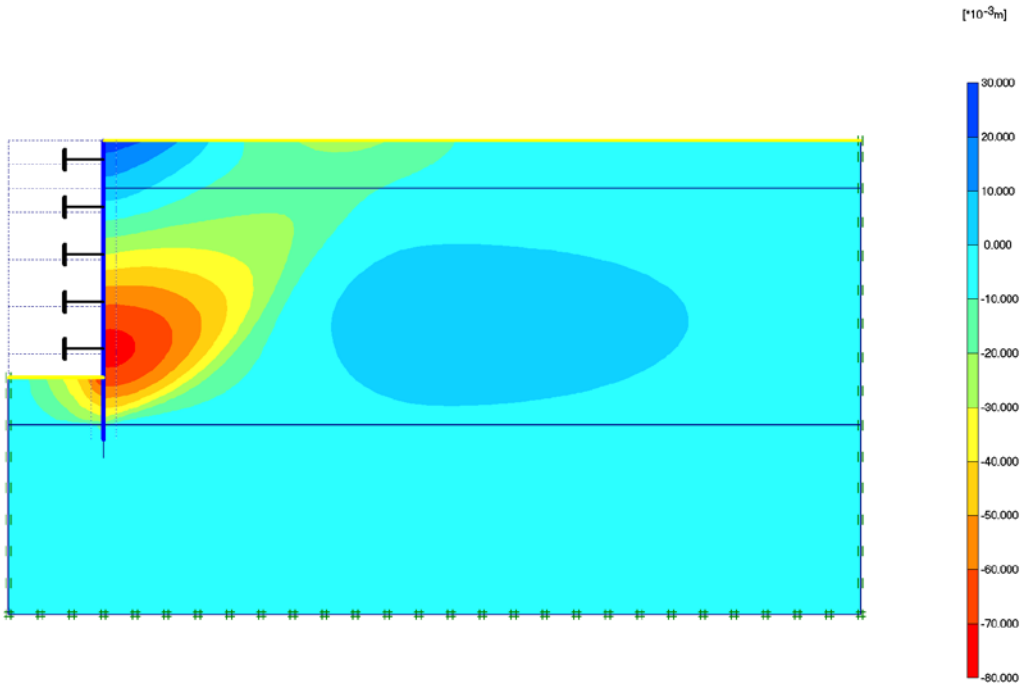


Fig. 3.38 - Deslocamento horizontal no final da escavação (escala em milímetros)

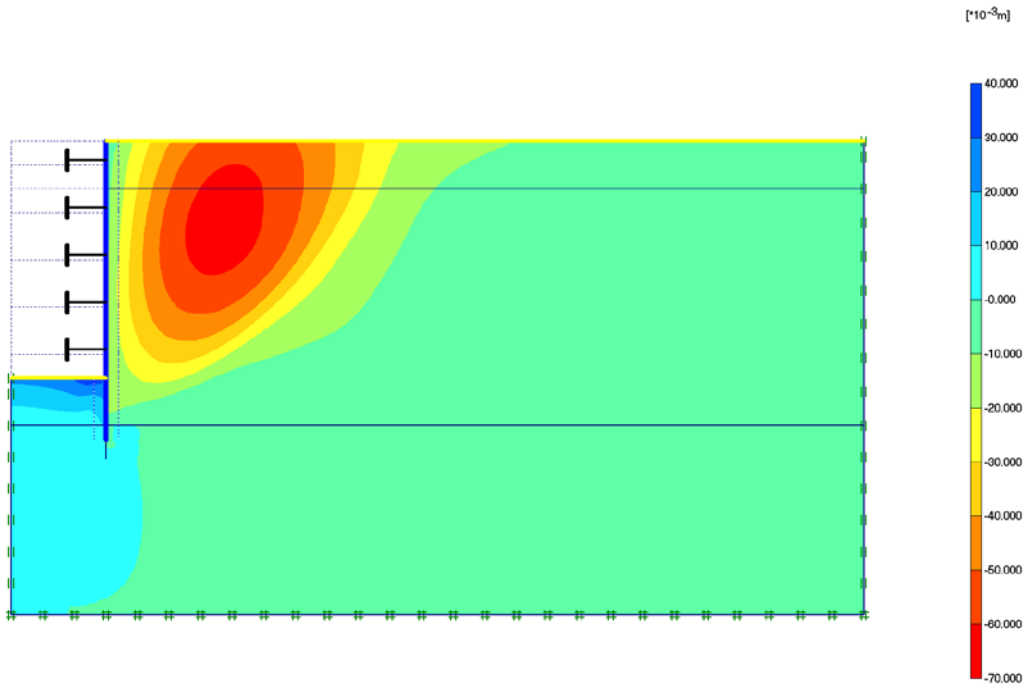
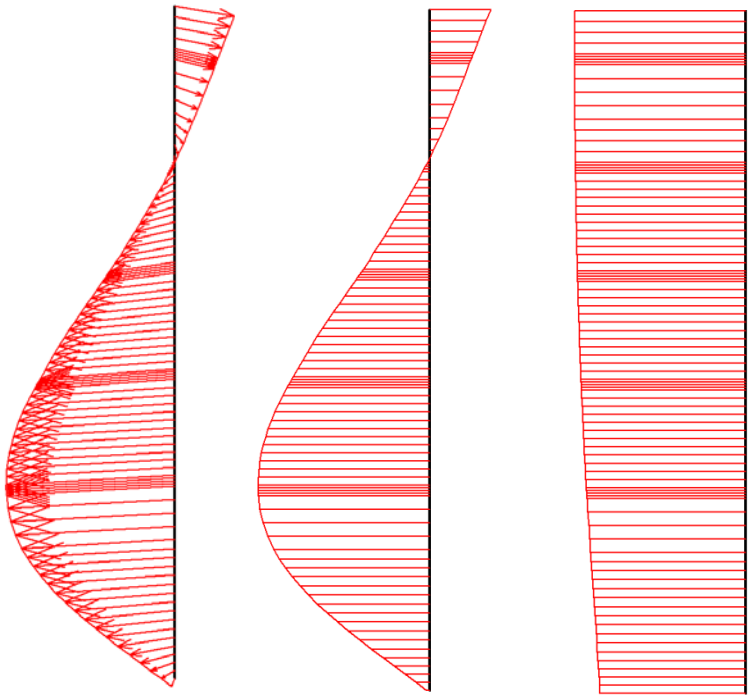


Fig. 3.39 - Deslocamento vertical no final da escavação (escala em milímetros)

As deformações horizontais máximas ocorrem perto do fundo da escavação (25,0 m), mais precisamente a 22,0 m de profundidade, com o valor de 73 mm (0.5% da profundidade máxima de escavação).

É notório também o deslocamento contra o terreno da zona superior da cortina, evidenciado pela Fig. 3.40. Este deslocamento, com o valor de 25 mm, resulta fundamentalmente de dois factores. Por um lado a elevada rigidez das escoras, que, ao contrário da ancoragens, não sofre dos problemas associados à selagem do bolbo. Por outro lado, a rigidez do solo junto da superfície é inferior à do restante maciço, já que o modelo considera o módulo de deformabilidade a aumentar em profundidade.

A rigidez das escoras e maior deformabilidade da zona superficial do maciço, associadas à curvatura da cortina imposta pelos momentos flectores, tendem a originar deslocamentos do topo da cortina que ocorrem no sentido do maciço suportado. (Fortunato, E.M.C., 1994)



a) H_t = 70,57 mm b) H_x = 70,46 mm c) H_v = 4,15 mm

Fig. 3.40 - Deslocamentos da cortina na fase final da escavação: a) – deslocamento total; b) – deslocamento horizontal; c) – deslocamento vertical

Relativamente às deformações verticais, tal como esperado, predomina o empolamento do fundo da escavação.

Na Fig. 3.41 mostra-se a evolução dos levantamentos do fundo da escavação durante as diferentes fases do processo construtivo. Conforme mostra a figura, os movimentos ascendentes do fundo da escavação aumentam com o progredir da mesma.

Para este caso, o empolamento máximo ocorre relativamente perto da cortina (1,0 m) e atinge um máximo de 38 mm (0,15 % da profundidade máxima de escavação).

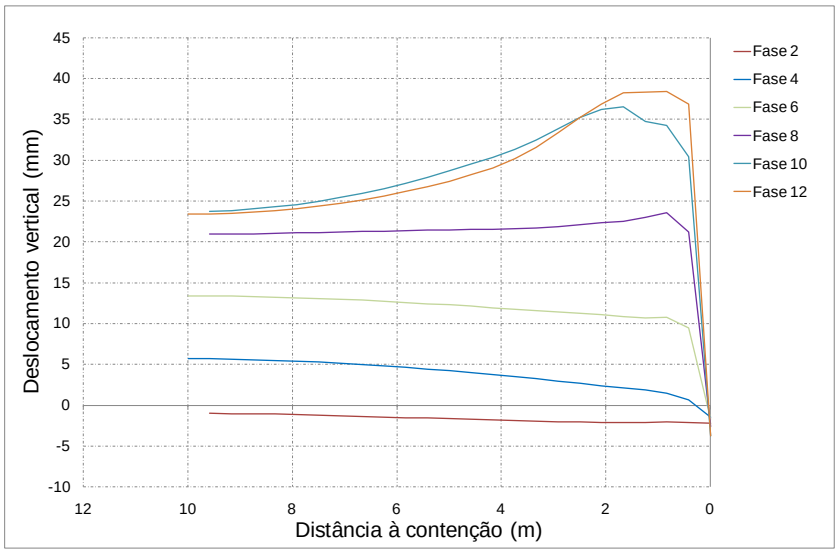


Fig. 3.41 - Deslocamentos verticais do fundo da escavação ao longo do processo construtivo

Em relação aos deslocamentos verticais da superfície a concavidade apresentada tende a pronunciar-se com o evoluir das fases de escavação, afastando-se o deslocamento vertical máximo da proximidade da cortina, atingindo o valor de 56 mm à distância de 15,0 m da cortina. A Fig. 3.42 ilustra o panorama geral dos deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo.

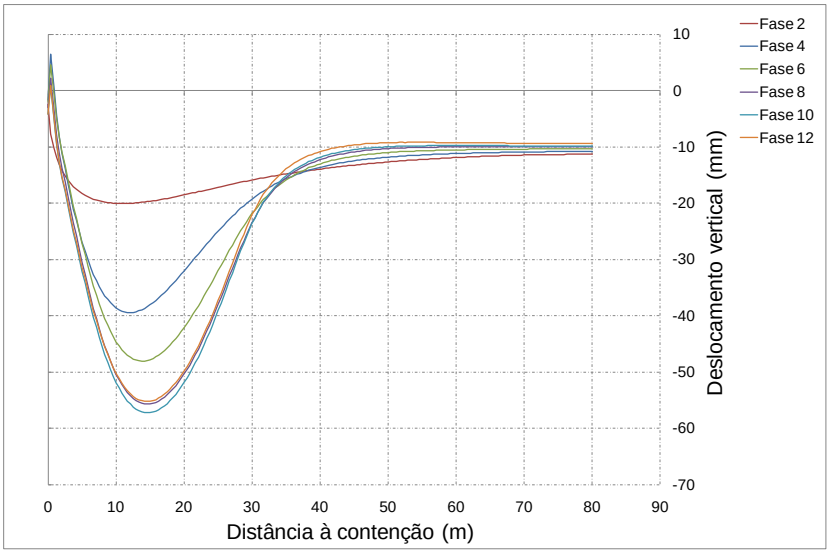


Fig. 3.42 - Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo

No que respeita aos deslocamentos horizontais do maciço suportado, na primeira fase de escavação, pelo facto de a cortina apresentar um perfil de deslocamentos do tipo autoportante, o deslocamento horizontal máximo ocorre junto à cortina, diminuindo de uma forma mais ou menos linear à medida que a distância aumenta. Nesta primeira fase, os deslocamentos atingem um valor de 33 m e dão-se no sentido da escavação, como ilustra a Fig. 3.43.

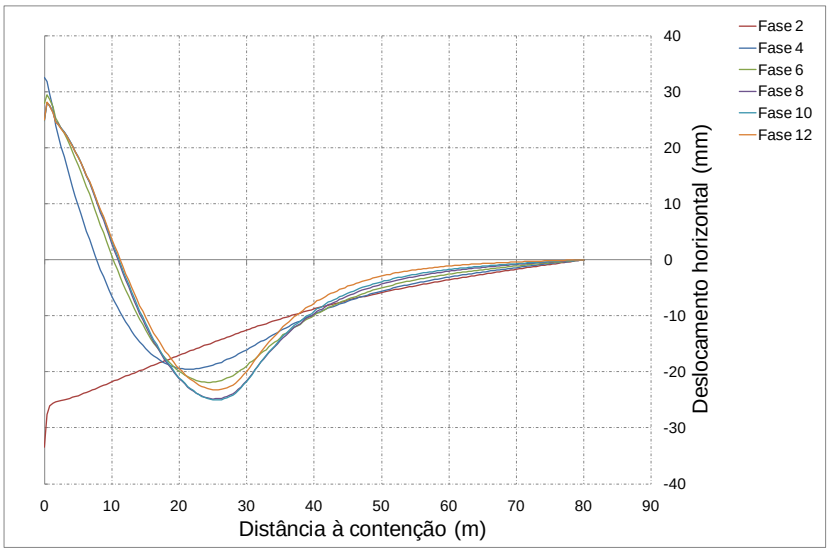


Fig. 3.43 - Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo

Através da análise da Fig. 3.44 pode-se então verificar a tipologia dos deslocamentos horizontais ao longo da cortina.

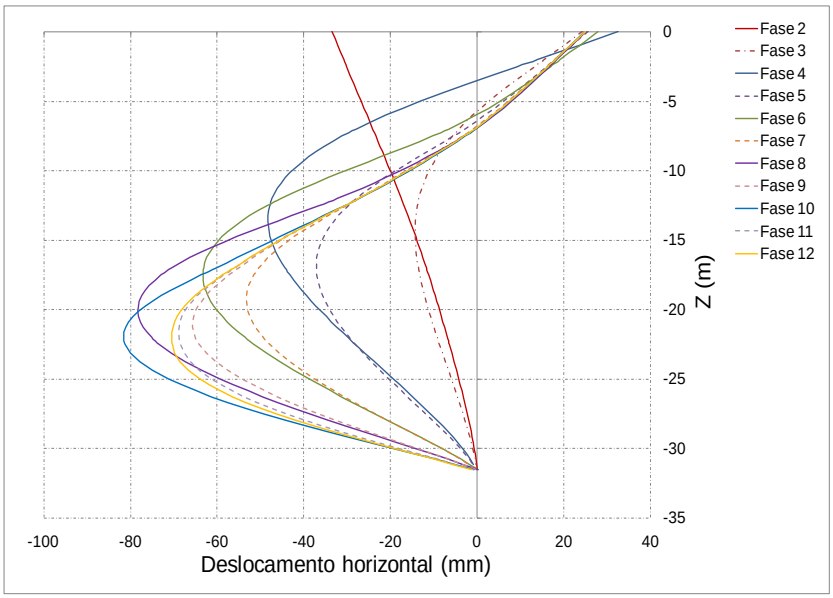


Fig. 3.44 - Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação

Tal como na escavação anterior, o deslocamento máximo do topo da cortina regista-se na fase inicial quando não existe nenhum nível de escoramento instalado.

Através da Fig. 3.44 verifica-se que o deslocamento horizontal em direcção à escavação ocorre nas fases pares, correspondentes a fases de escavação. Nas fases ímpares, correspondentes à aplicação de pré-esforço, ocorre alguma recuperação dos deslocamentos até aí verificados.

O deslocamento horizontal máximo da cortina tem o valor de 82 mm (0.3 % da profundidade máxima de escavação) e ocorre acima da base da escavação.

Após a instalação do primeiro nível de escoramento, e respectiva aplicação do pré-esforço, os deslocamentos horizontais da superfície do terreno começam a pronunciar-se em duas zonas distintas. Deslocamentos contra o maciço suportado próximo da cortina com um máximo de 31 mm, e deslocamentos no sentido da escavação com um máximo de 25 mm a 25,0 m da cortina.

3.4.1.2. Esforços no escoramento

Com o faseamento construtivo de uma escavação surgem diferentes forças mobilizadas em cada nível de escoramento. Quando se escava, a cortina tende a deslocar-se para o interior da escavação e consequentemente a força na escora aumenta. Com a aplicação do pré-esforço na escora seguinte a parede tende a recuperar o deslocamento ao mesmo tempo que o esforço nas escoras já instaladas diminui.

A evolução das forças mobilizadas no escoramento durante a execução da escavação está ilustrada na Fig. 3.45.

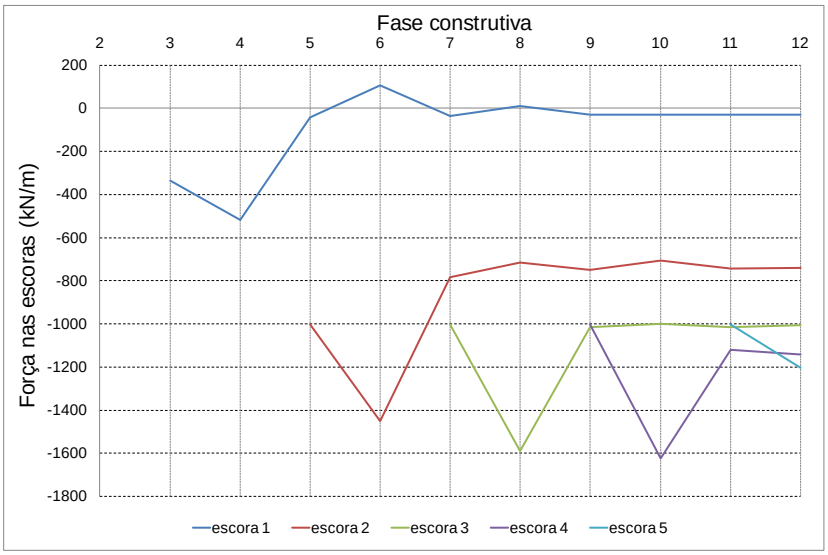


Fig. 3.45 - Esforços no escoramento

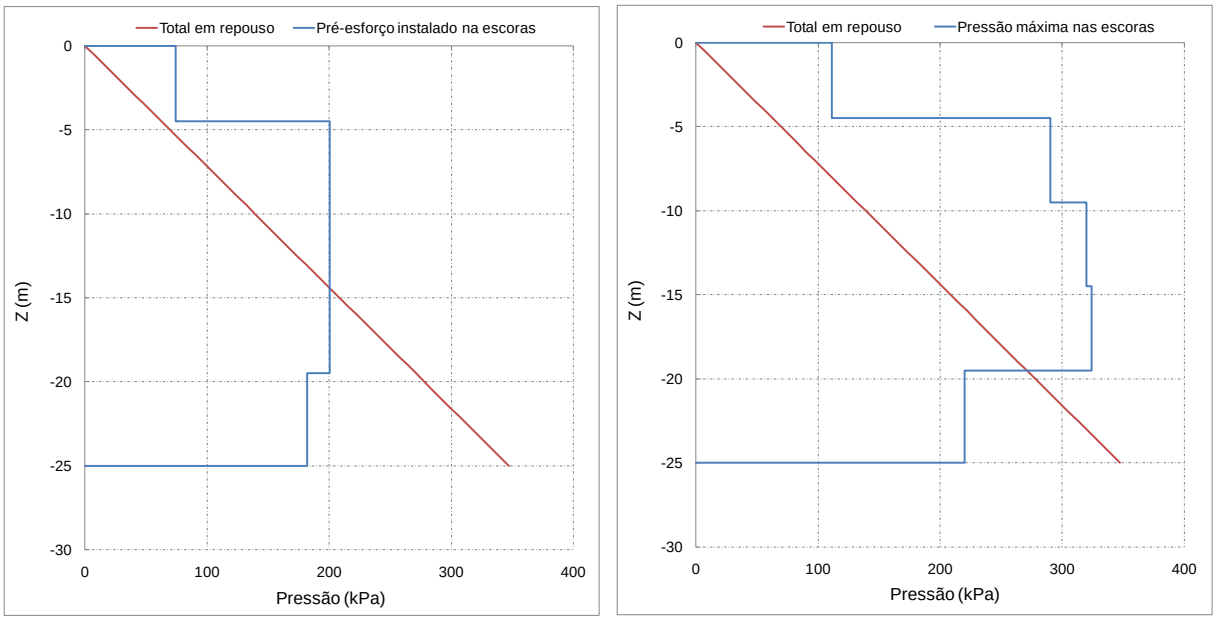
Após a análise da Fig. 3.45 pode-se concluir que o primeiro nível de escoramento, após registar um aumento significativo do esforço axial durante a fase de escavação consecutiva à sua instalação, apresenta um grande decréscimo de esforço mobilizado nas fases de escavação seguintes. É de salientar que na fase 6, o primeiro nível de escoramento chega mesmo a ficar submetido a esforços de tracção. Este fenómeno pode ser explicado pelo facto do pré-esforço aplicado no 2º nível de escoramento (fase 5) ser bastante superior ao do 1º nível, situação que faz com que a cortina se desloque no sentido do maciço suportado traccionando o 1º nível de escoramento.

Os restantes níveis de escoramento têm um comportamento similar entre eles, ou seja, o esforço axial aumenta durante as fases de escavação e diminui na fase de aplicação do pré-esforço dos novos níveis de escoramento.

As fases finais da escavação são as que maiores incrementos provocam nas forças das ancoragens já que, como se mostrou anteriormente, estas são as fases onde ocorrem maiores deslocamentos da cortina.

Na Fig. 3.46 ilustra-se a comparação entre as tensões horizontais em repouso, o pré-esforço instalado (Fig. 3.46 (a)) e das pressões provocadas pelas forças máximas mobilizadas no escoramento (Fig. 3.46 (b)).

Pode-se comprovar a subida das forças mobilizadas pelas escoras em relação à força inicialmente instalada. As percentagens em relação aos 1º,2º,3º,4º e 5º nível são respectivamente, 50%, 45%, 59%, 62% e 21%. Pode-se então concluir que o aumento foi semelhante em todos os níveis de escoramento, com uma ligeira minoria no 5º nível.



a) b)

Fig. 3.46 - Diagrama de tensões horizontais em repouso, do pré-esforço instalado (a) e das pressões máximas sobre a parede (b)

3.4.1.3. Momentos flectores na cortina

O perfil de momentos flectores é muito variável ao longo das fases de escavação, ocorrendo, em algumas secções, alternância do sinal do momento. Observando a Fig. 3.47, onde se representam os momentos flectores ao longo das várias fases de construção da cortina, e a Fig. 3.48, onde se representa a envolvente dos momentos, podem ser feitos alguns comentários.

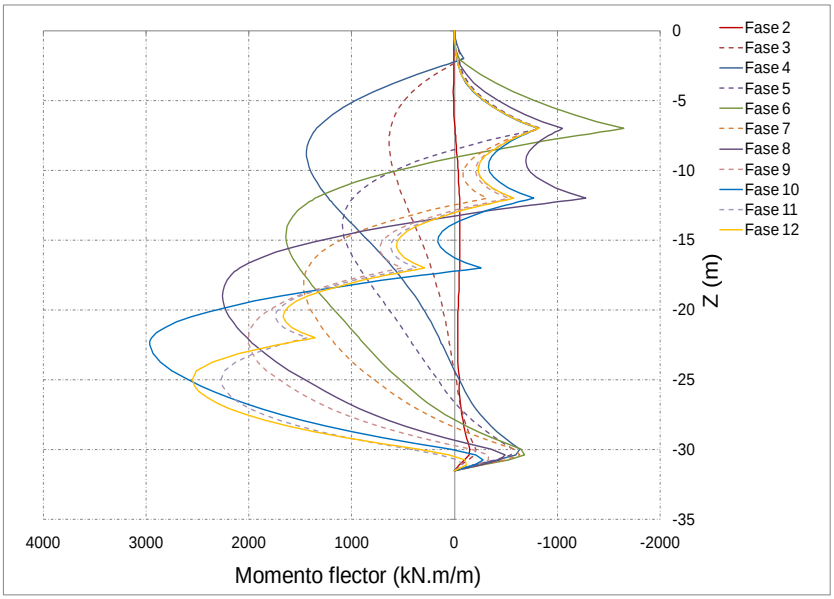


Fig. 3.47 - Momentos flectores na cortina nas fases 2 a 12

Verifica-se uma clara predominância dos momentos flectores positivos ao longo de grande parte da altura da cortina. Com excepção da primeira fase de escavação o momento flector máximo, após cada fase de escavação, é positivo e ocorre abaixo do nível das escoras anteriormente colocado, muito próximo da base de escavação até então executada. O incremento de momento entre cada duas fases é crescente à medida que se processa a escavação, originando uma envolvente próxima da forma triangular.

Os momentos negativos ocorrem na zona superior da cortina, devido ao funcionamento inicial semelhante a uma consola, mas também abaixo do nível da escavação, traduzindo um certo grau de encastramento do pé da cortina.

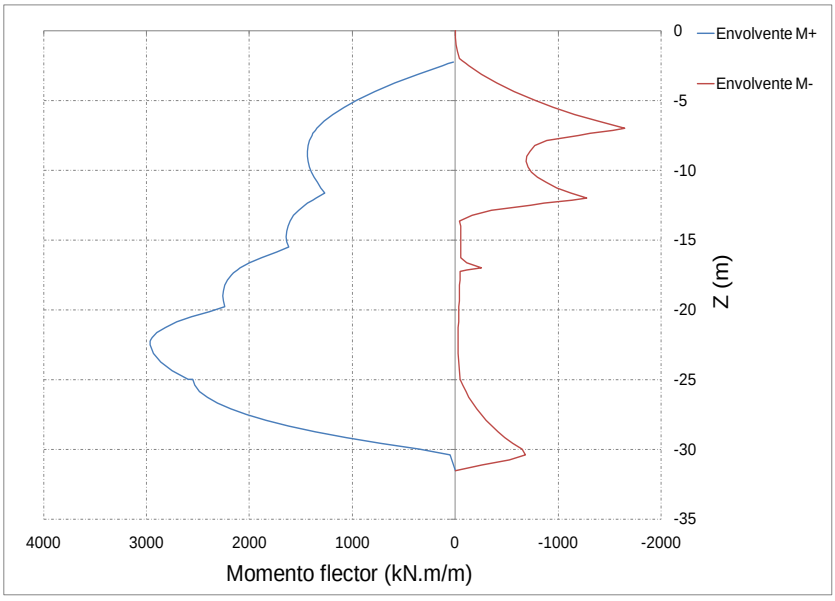


Fig. 3.48 - Envolvente dos momentos flectores na cortina

A Fig. 3.49, que ilustra os diagramas de momentos no final das fases 4 e 5 (escavação até aos 7,5 m de profundidade e pré-esforço do 2º nível de escoras, respectivamente), permite estudar o efeito da aplicação do pré-esforço. A introdução de um determinado nível de escoras, representado na figura pela seta a preto, provoca uma translação do diagrama de momentos para o lado dos momentos negativos, diminuindo consideravelmente o momento máximo obtido imediatamente após a fase de escavação anterior.

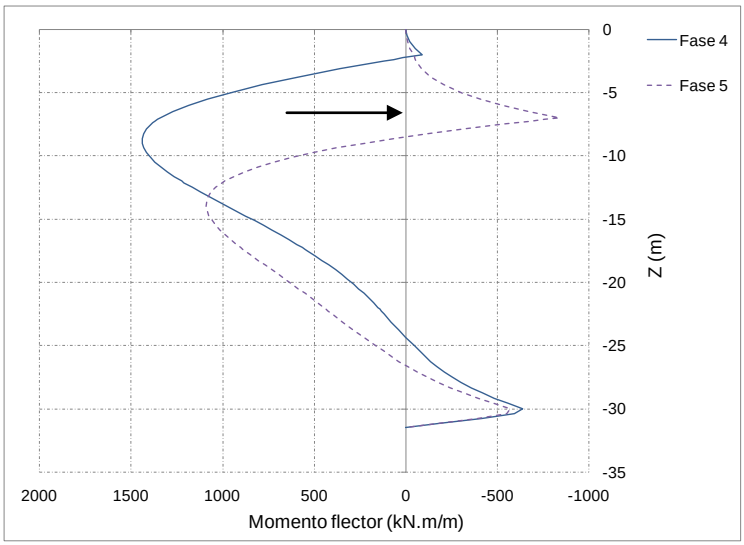


Fig. 3.49 - Momentos flectores na cortina nas fases 4 e 5

3.4.1.4. Pressões das terras

A Fig. 3.50 representa as tensões normais na interface solo-paramento no final da escavação, bem como as tensões normais de repouso.

De acordo com o que está representado na Fig. 3.50, até sensivelmente a meio da cortina, as tensões horizontais a actuar sobre a cortina no final da escavação ultrapassam o estado de repouso. Para profundidades superiores a cerca de 15,0 m o fenómeno inverte-se, ou seja, as pressões das terras suportadas passam a ser inferiores às de repouso.

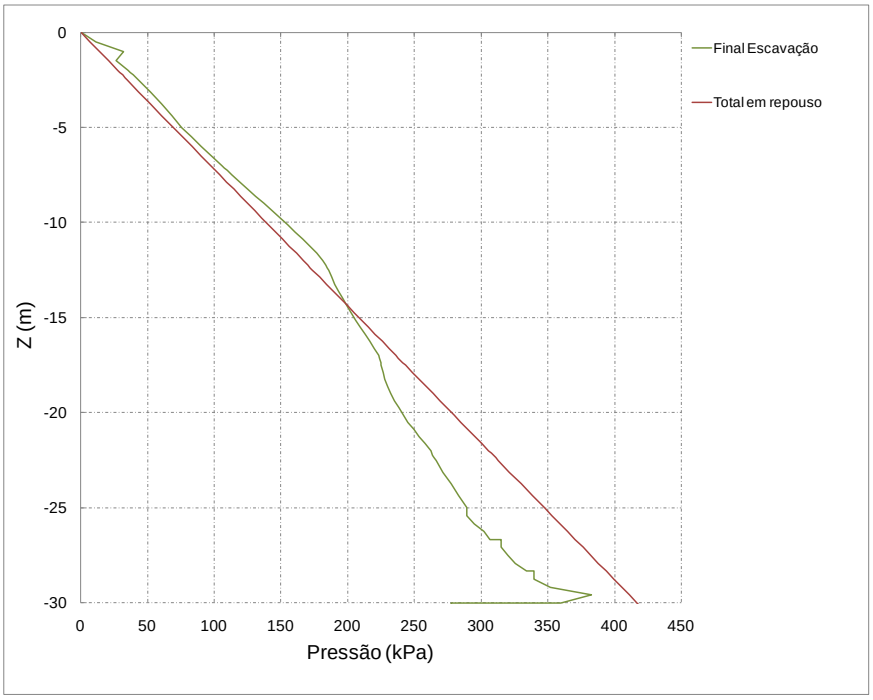


Fig. 3.50 - Tensões normais na interface solo-paramento

3.4.2. SOLO B

3.4.2.1. Deslocamentos

A Fig. 3.51 e a Fig. 3.52 apresentam o cenário geral das deformações horizontais e verticais em redor da escavação, após a conclusão da sua construção.

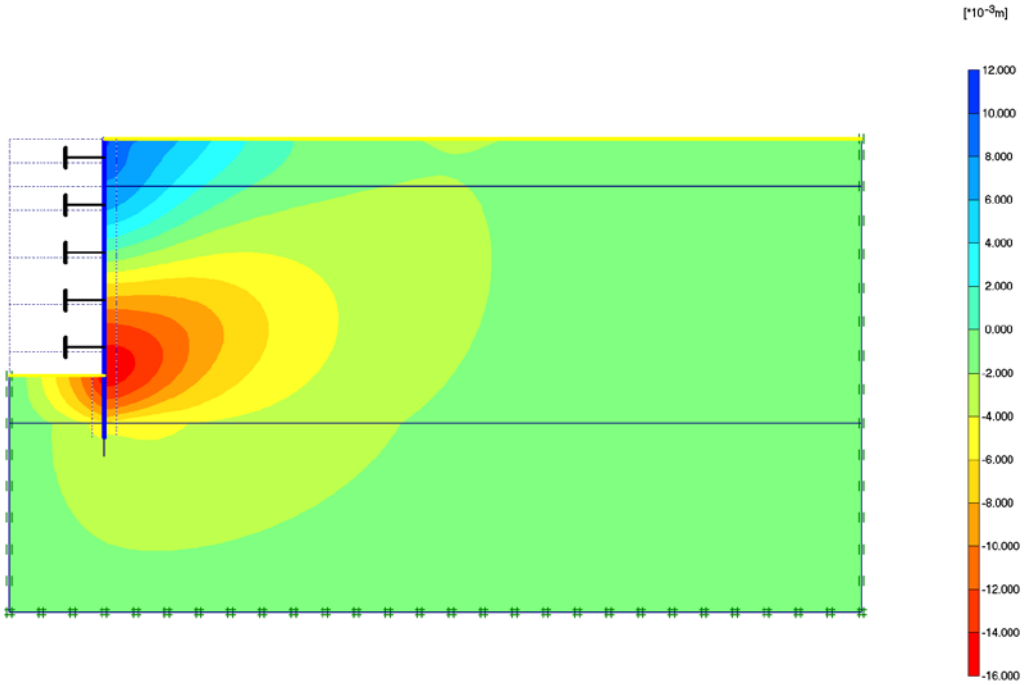


Fig. 3.51 - Deslocamento horizontal no final da escavação (escala em milímetros)

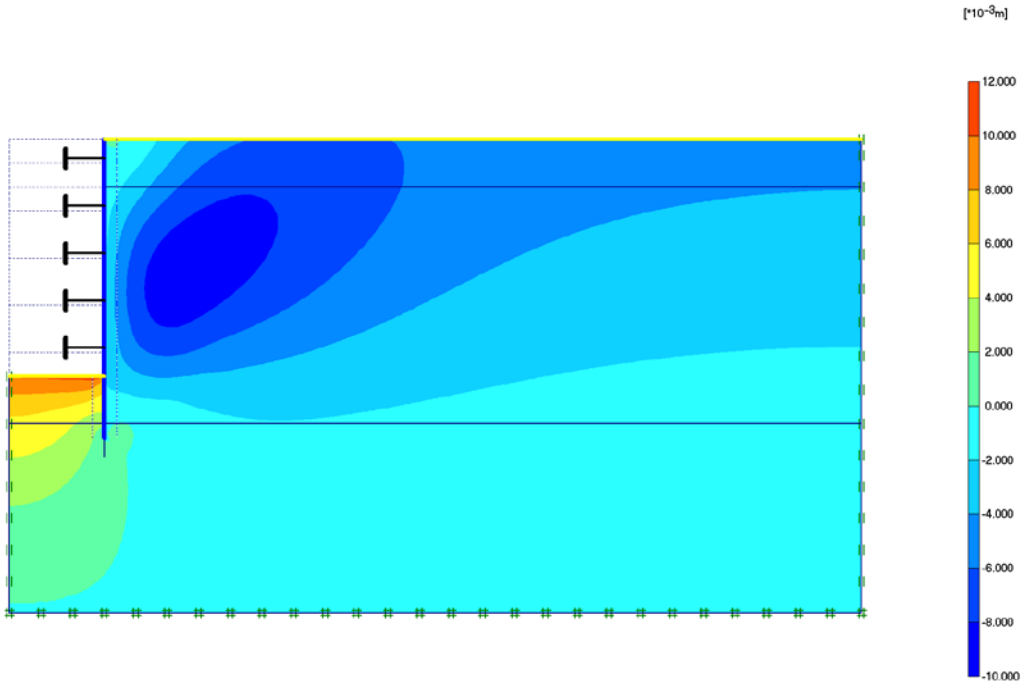
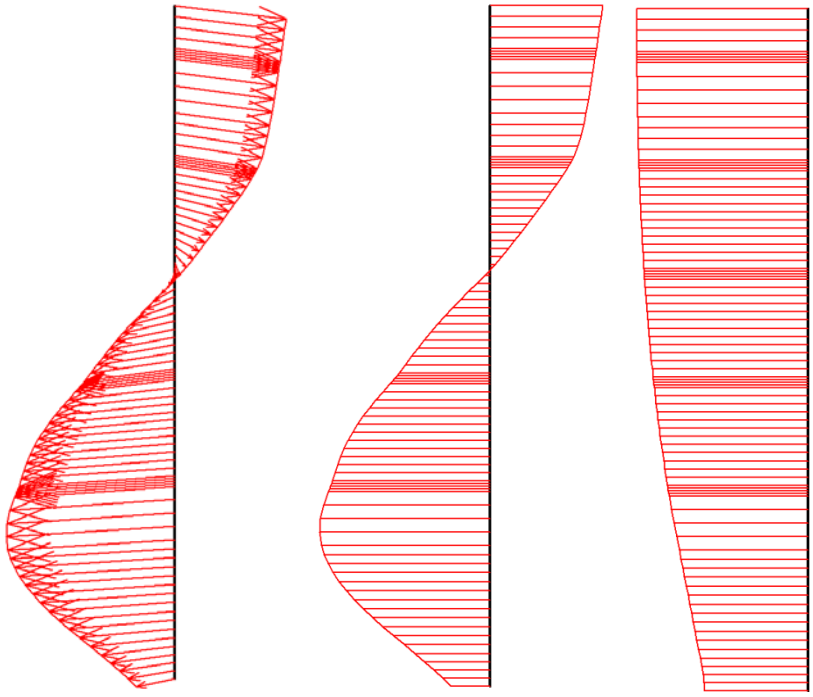


Fig. 3.52 - Deslocamento vertical no final da escavação (escala em milímetros)

As deformações horizontais máximas ocorrem perto do fundo da escavação (25,0 m), mais precisamente a 24,4 m de profundidade, com o valor de 15 mm (0.06% da profundidade máxima de escavação).

Tal como no caso anterior, é também evidente o deslocamento contra o terreno da zona superior da cortina, atingido para este caso o máximo de 11 mm (0,04 % da profundidade máxima de escavação).

A Fig. 3.53 ilustra os deslocamentos da cortina na última fase de cálculo.



a) H_t = 14,88mm b) H_x = 14,85 mm c) H_v = 1,18 mm

Fig. 3.53 - Deslocamentos da cortina na fase final da escavação: a) – deslocamento total; b) – deslocamento horizontal; c) – deslocamento vertical

Relativamente às deformações verticais, tal como esperado, predomina o empolamento do fundo da escavação.

Na Fig. 3.54 mostra-se a evolução dos levantamentos do fundo da escavação durante as diferentes fases do processo construtivo. Tal como era de esperar, os movimentos ascendentes do fundo da escavação aumentam com o progredir da mesma.

Para este caso, o empolamento máximo ocorre relativamente perto da cortina (1,0 m) e atinge um máximo de 11 mm (0,04 % da profundidade máxima de escavação).

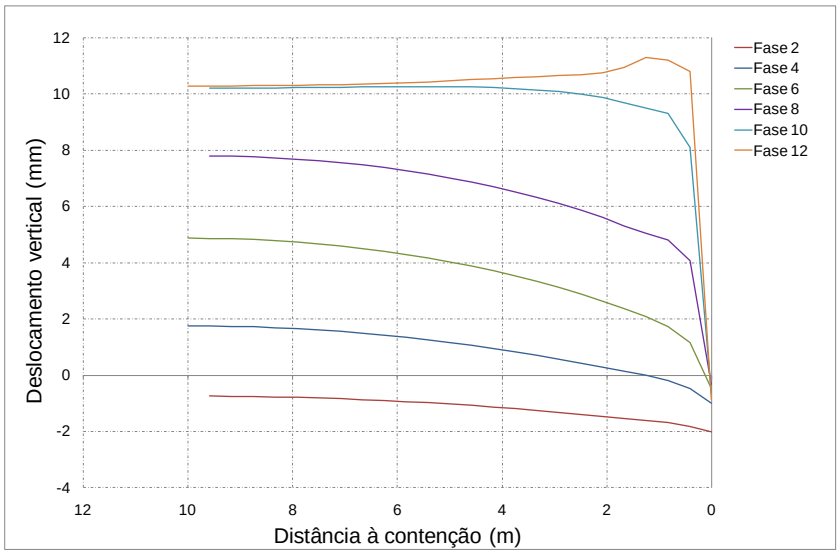


Fig. 3.54 - Deslocamentos verticais do fundo da escavação ao longo do processo construtivo

Em relação aos deslocamentos verticais da superfície a concavidade apresentada tende a pronunciar-se com o evoluir das fases de escavação, nomeadamente nas duas primeiras (2 e 4), mantendo-se semelhante nas restantes. O deslocamento vertical máximo atinge o valor de 7,5 mm à distância de 12,0 m da cortina. A Fig. 3.55 ilustra o panorama geral dos deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo.

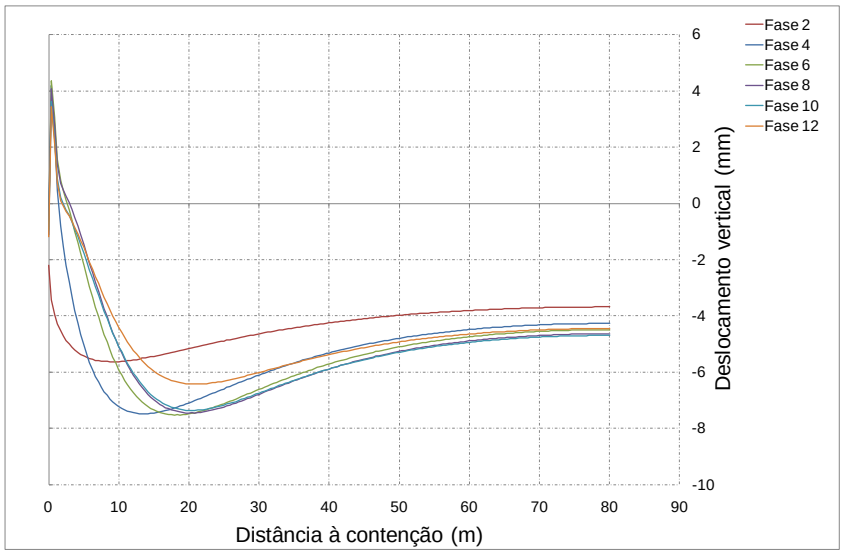


Fig. 3.55 - Deslocamentos verticais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo

No que respeita aos deslocamentos horizontais do maciço suportado, na primeira fase de escavação, pelo facto de a cortina apresentar um perfil de deslocamentos do tipo autoportante, o deslocamento horizontal máximo ocorre junto à cortina, diminuindo de uma forma aproximadamente constante à medida que a distância aumenta. Nesta primeira fase, os deslocamentos atingem um valor de 7,5 mm e ocorrem no sentido da escavação, como ilustra a Fig. 3.56.

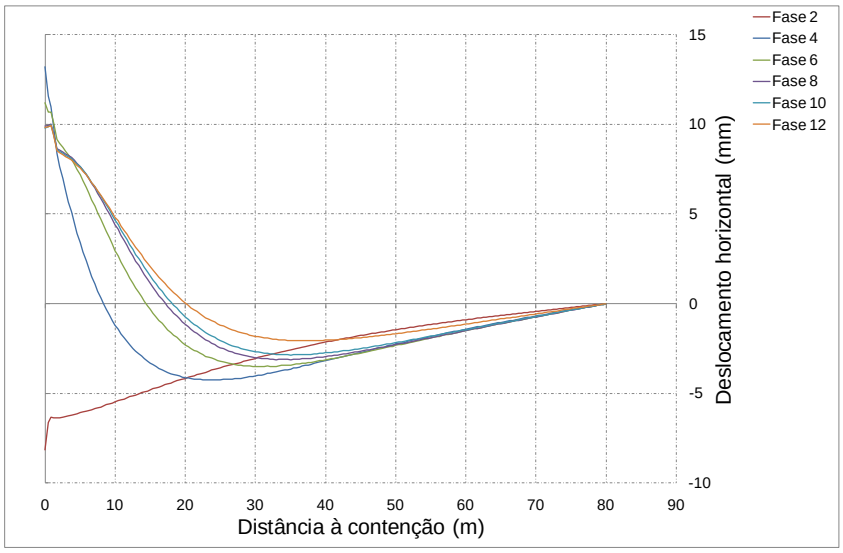


Fig. 3.56 - Deslocamentos horizontais da superfície do maciço suportado ao longo do processo construtivo

Através da análise da Fig. 3.57 pode-se então verificar a tipologia dos deslocamentos horizontais ao longo da cortina.

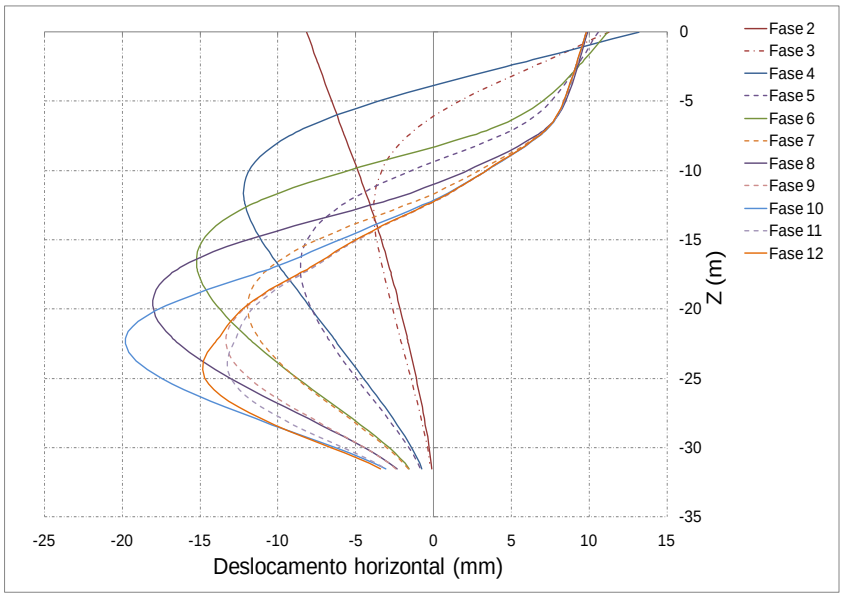


Fig. 3.57 - Deslocamentos horizontais da cortina nas fases de escavação

Da mesma forma que o caso anterior, o deslocamento máximo do topo da cortina regista-se na fase inicial quando não existe nenhum nível de escoramento instalado.

Através da Fig. 3.57 verifica-se que o deslocamento horizontal em direcção à escavação ocorre nas fases pares, correspondentes a fases de escavação. Nas fases ímpares, correspondentes à aplicação de pré-esforço ocorre alguma recuperação dos deslocamentos até aí verificados.

O deslocamento horizontal máximo da cortina tem o valor de 19,5 mm (0.08 % da profundidade máxima de escavação) e ocorre acima da base da escavação.

Após a instalação do primeiro nível de escoramento, e respectiva aplicação do pré-esforço, os deslocamentos horizontais da superfície do terreno começam a pronunciar-se em duas zonas distintas. Deslocamentos contra o maciço suportado próximo da cortina com um máximo de 13 mm, e deslocamentos no sentido da escavação com um máximo de 4 mm a 20,0 m da cortina.

3.4.2.2. Esforços axiais no escoramento.

A evolução das forças mobilizadas no escoramento durante a execução da escavação está ilustrada na Fig. 3.58.

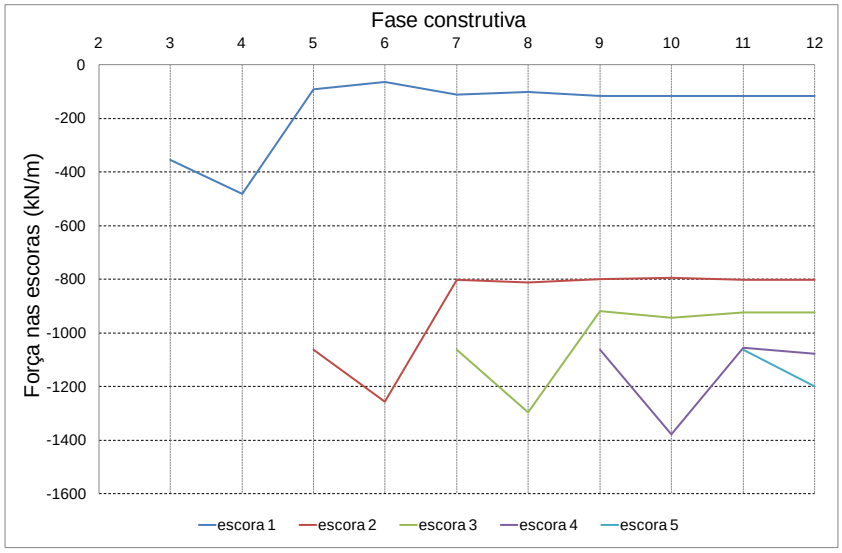


Fig. 3.58 - Esforços no escoramento

Após análise da Fig. 3.58 pode-se concluir que o primeiro nível de escoramento, após registar um aumento significativo do esforço axial durante a fase de escavação consecutiva à sua instalação, apresenta um grande decréscimo de esforço mobilizado nas fases de escavação seguintes. Note-se que, neste caso, ao contrário do exemplo anterior, o 1º nível de escoramento nunca chega a estar traccionado, ou seja, existe sempre algum esforço de compressão no 1º nível de escoramento.

Os restantes níveis de escoramento têm um comportamento similar entre eles, ou seja, o esforço axial aumenta durante as fases de escavação e diminui na fase de aplicação do pré-esforço dos novos níveis de escoramento.

As fases finais da escavação são as que maiores incrementos provocam nas forças das ancoragens já que, como se mostrou anteriormente, estas são as fases onde ocorrem maiores deslocamentos da cortina.

3.4.2.3. Momentos flectores

O perfil de momentos flectores é muito variável ao longo das fases de escavação, ocorrendo, em algumas secções, alternância do sinal do momento. Observando a Fig. 3.59, onde se representam os momentos flectores ao longo das várias fases de construção da cortina, e a Fig. 3.60, onde se representa a envolvente dos momentos, podem ser feitos alguns comentários.

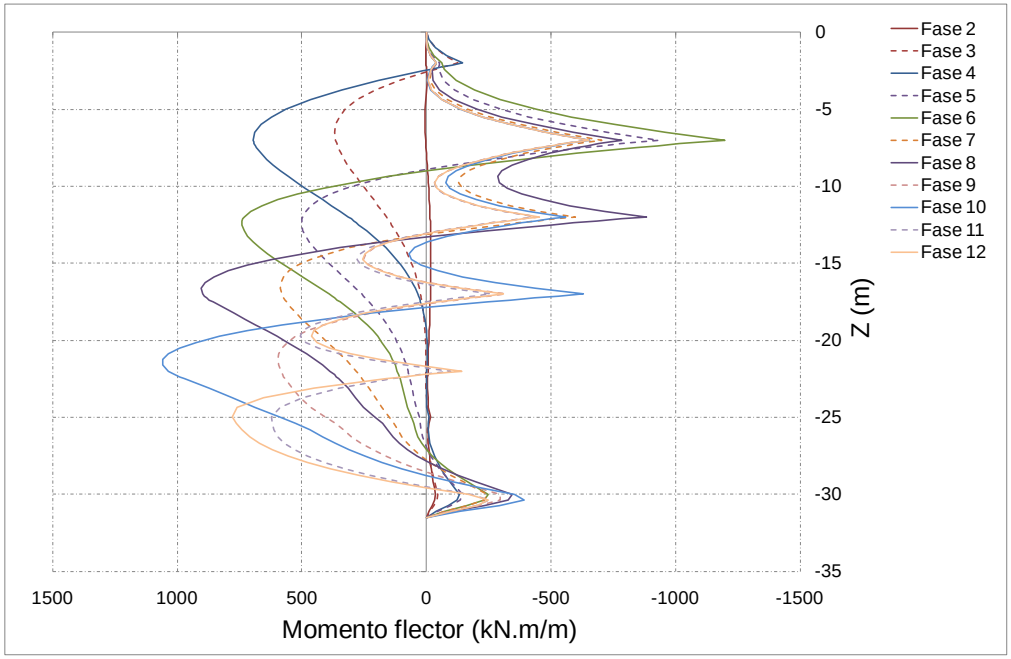


Fig. 3.59 - Momentos flectores na cortina nas fases 2 a 12

Verifica-se que, para este caso, e devido à resistência do solo ser bastante superior, já não existe uma clara predominância dos momentos flectores positivos ao longo da cortina.

Note-se que, para este caso, o valor máximo do momento tem sinal negativo e ocorre ao 2º nível de escoramento. No 3º nível o momento negativo continua a ser superior ao positivo, embora para esta situação, a diferença seja bastante inferior. A partir do 3º nível, até à zona de encastramento, o momento positivo é máximo e ocorre abaixo do nível das escoras anteriormente colocado, muito próximo da base de escavação até então realizada.

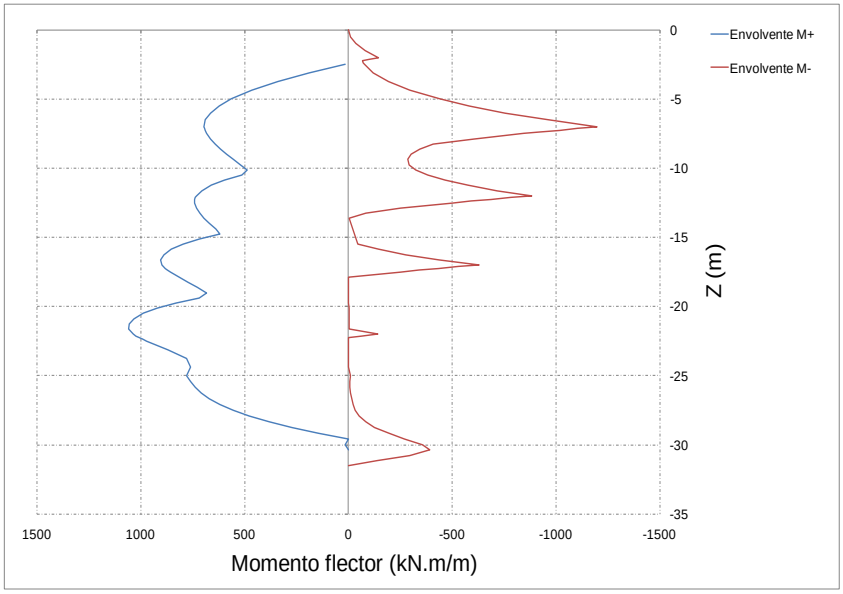


Fig. 3.60 - Envolvente dos momentos flectores na cortina

A Fig. 3.61 ilustra os diagramas de momentos no final das fases 4 e 5 (escavação até aos 7,5 m de profundidade e pré-esforço do 2º nível de escoras, respectivamente) e permite mais uma vez analisar o efeito da aplicação do pré-esforço.

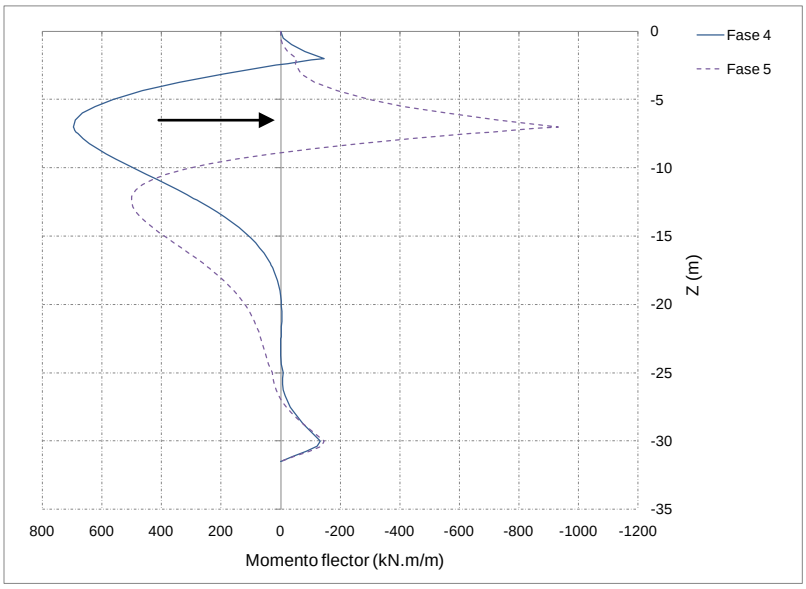
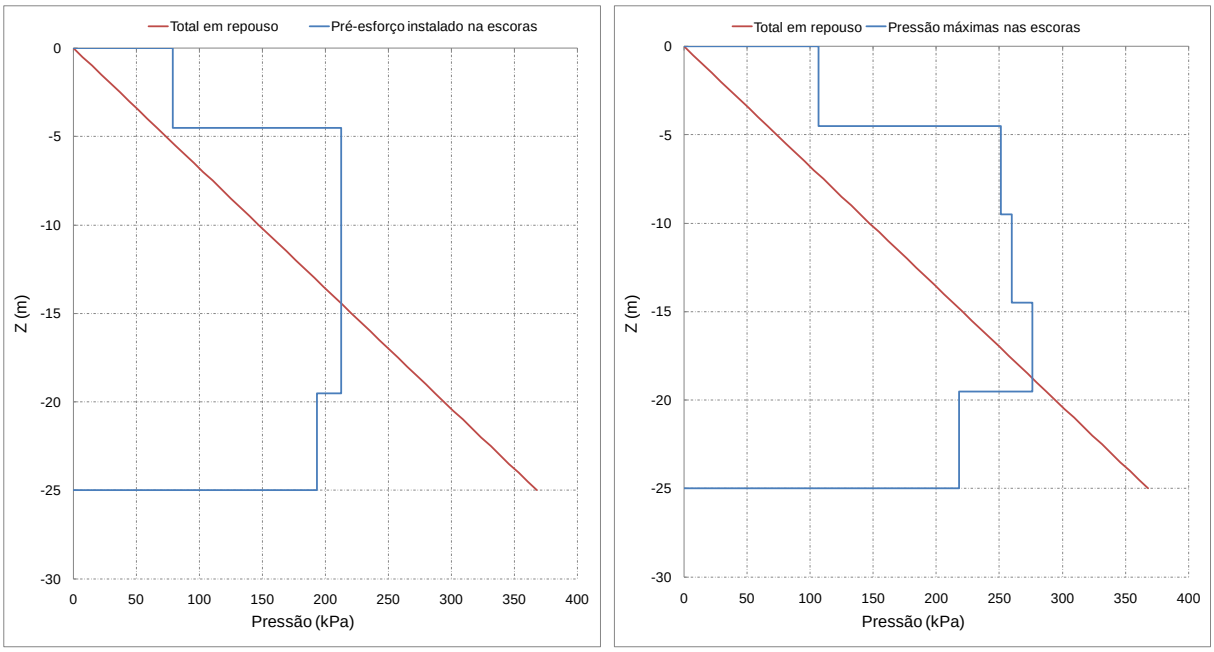


Fig. 3.61 - Momentos flectores na cortina nas fases 4 e 5

Na Fig. 3.62 ilustra-se a comparação entre as tensões horizontais em repouso, o pré-esforço instalado (Fig. 3.62 (a)) e das pressões provocadas pelas forças máximas mobilizadas no escoramento (Fig. 3.62 (b)).

Pode-se comprovar a subida das forças mobilizadas pelas escoras em relação à força inicialmente instalada. As percentagens em relação aos 1º,2º,3º,4º e 5º nível são respectivamente, 36%, 18%, 23%, 30% e 13%. Conclui-se então que para este caso, e em relação ao caso anterior, o aumento dos esforços mobilizados pelo escoramento foi na sua generalidade bastante inferior.



a) b)

Fig. 3.62 - Diagrama de tensões horizontais em repouso, do pré-esforço instalado (a) e das pressões máximas sobre a parede (b)

3.4.2.4. Pressões de terras

A Fig. 3.63 representa as tensões normais na interface solo-paramento no final da escavação, bem como as tensões normais de repouso.

De acordo com o que está representado na Fig. 3.63, e, mais uma vez, até sensivelmente meio da cortina, as tensões horizontais a actuar sobre a cortina no final da escavação ultrapassam o estado de repouso. Para profundidades superiores a cerca de 13,0 m o fenómeno inverte-se, ou seja, as pressões das terras suportadas passam a ser inferiores às de repouso.

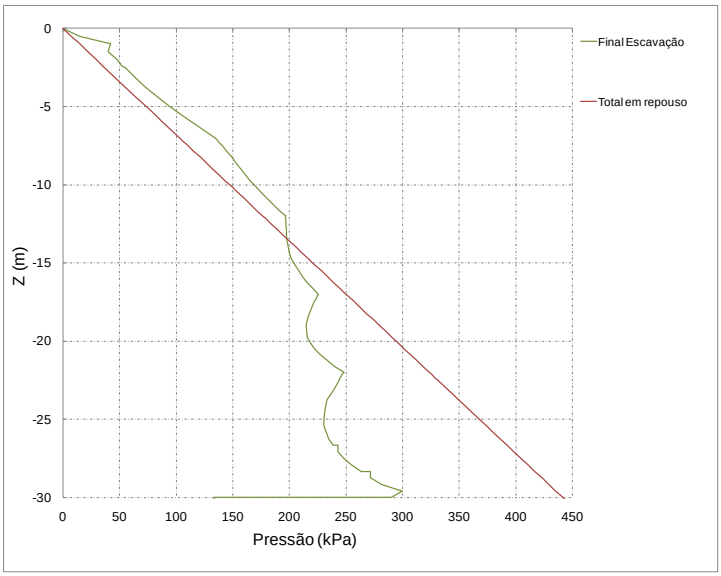


Fig. 3.63 - Tensões normais na interface solo-paramento

3.4.3. SOLO A VS SOLO B (FASE FINAL)

3.4.3.1. Deslocamentos

Tal como o que já foi feito na escavação 1, e para um melhor enquadramento de resultados optou-se por comparar os principais resultados referentes à mesma escavação 2, quando executadas em solos distintos.

Após a análise da Fig. 3.64 pode-se verificar a grande diferença que existe a nível de deslocamentos quando se altera o tipo de solo.

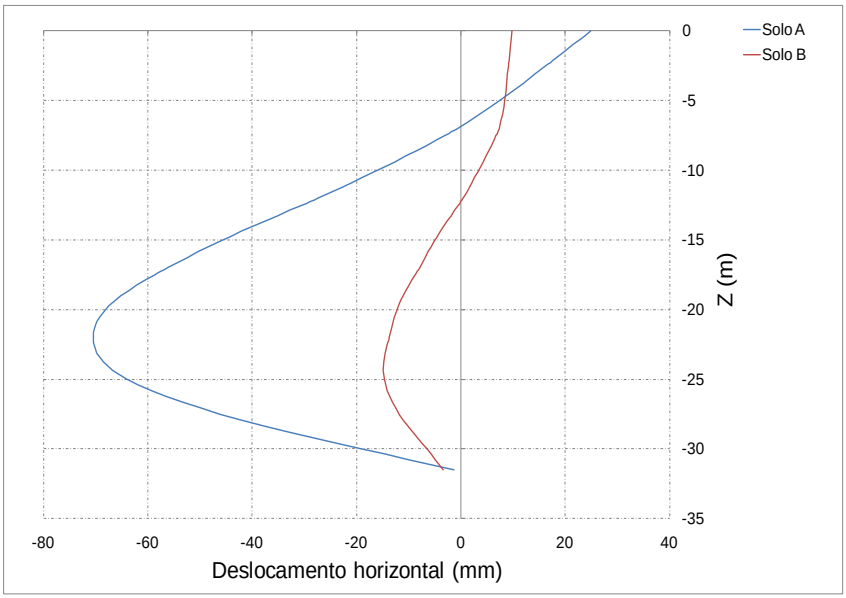


Fig. 3.64 - Deslocamentos horizontais da cortina para o solo A e solo B

É de notar que em ambos os casos os deslocamentos máximos ocorrem perto da base da escavação. No caso da escavação feita no solo A, o deslocamento máximo para a fase final de escavação, ocorre acima da base da escavação, atingindo um valor de 70 mm. No caso do solo B, o deslocamento horizontal máximo ocorre na base da escavação, com um valor de 18 mm (25% do valor máximo para o solo A).

É também de notar que, dada a menor rigidez do solo A, a aplicação de sensivelmente o mesmo pré-esforço no primeiro nível de escoramento, conduz a um maior deslocamento da cortina contra o maciço suportado.

O resultado referente ao levantamento do fundo da escavação encontra-se representado na Fig. 3.65.

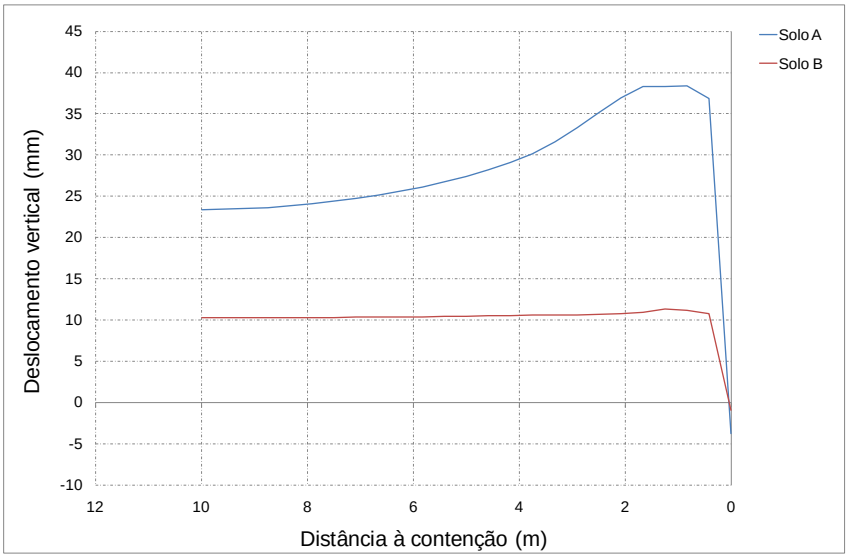


Fig. 3.65 - Deslocamentos verticais do fundo de escavação para o solo A e solo B

Tal como seria de esperar, existe um maior empolamento do fundo da escavação quando executada no solo A. Neste caso o deslocamento vertical máximo atinge um valor de 38 mm a cerca de 1,0 m da cortina. Para solo B, atinge o valor de 12 mm (32% do valor observado para o solo A) à mesma distância da cortina.

Em relação aos deslocamentos verticais da superfície do terreno os resultados encontram-se apresentados na Fig. 3.66.

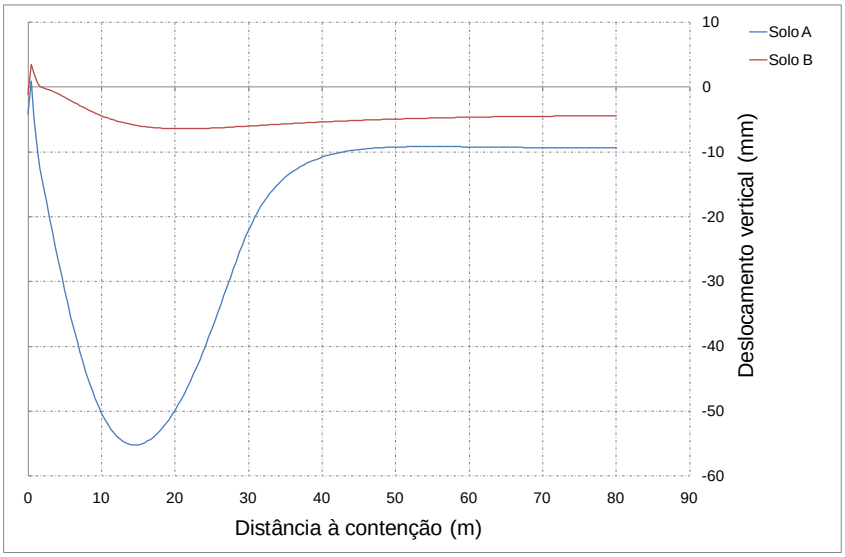


Fig. 3.66 - Deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A e solo B

A concavidade, e tal como seria expectável, é claramente mais acentuada no caso do solo A. Para este caso o deslocamento vertical máximo atinge o valor de 55 mm à distância de 18 m da cortina. O solo B atinge o deslocamento máximo a 20 m da cortina com um valor de 6 mm.

3.4.3.2. Esforços axiais no escoramento

A força axial mobilizada pelos escoramentos para ambos os tipos de solo encontra-se representada na Fig. 3.67.

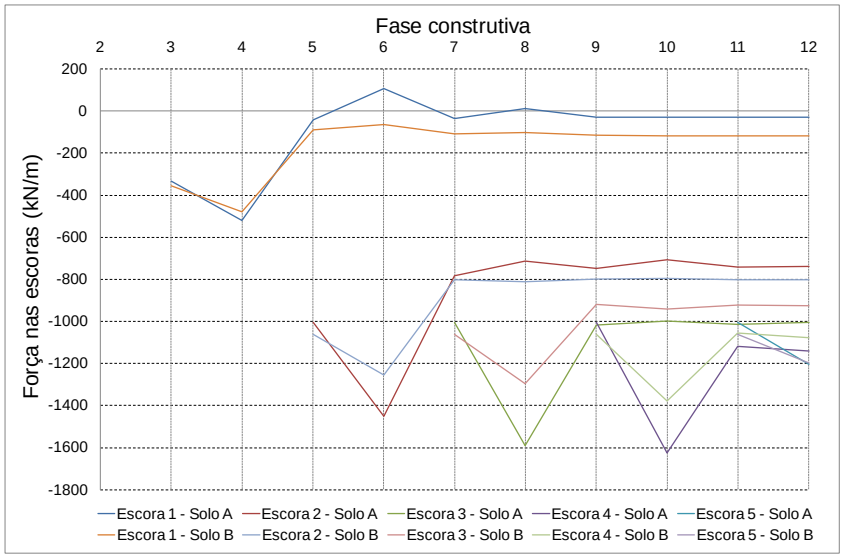


Fig. 3.67 - Evolução do esforço axial nas escoras no solo A e solo B

Em ambos os casos, após a aplicação do pré-esforço no primeiro nível de escoramento, regista-se um aumento do esforço axial na primeira fase de escavação e diminui nas fases seguintes. A grande diferença reside no facto de no solo A o esforço axial chegar a atingir valores positivos (tracção), enquanto o solo B nunca atinge tal patamar.

No que respeita aos seguintes níveis, as forças mobilizam-se de modo semelhante, variando apenas a grandeza das mesmas.

É de notar que a maior diferença de esforço axial entre os dois tipos de solo ocorre no 3º nível escoramento. No solo A, na fase 8, o 3º nível fica submetido a uma força de 1600 kN/m, enquanto o solo B, para esse mesmo nível, fica sujeito a uma força de 1250kN/m (78% da anterior).

3.4.3.3. Momentos flectores.

Para a análise de momentos, e dado o maior número de fases estudadas, optou-se por analisar a envolvente dos momentos flectores para ambos os casos.

A maneira como esta evolui em profundidade encontra-se expressa na Fig. 3.68.

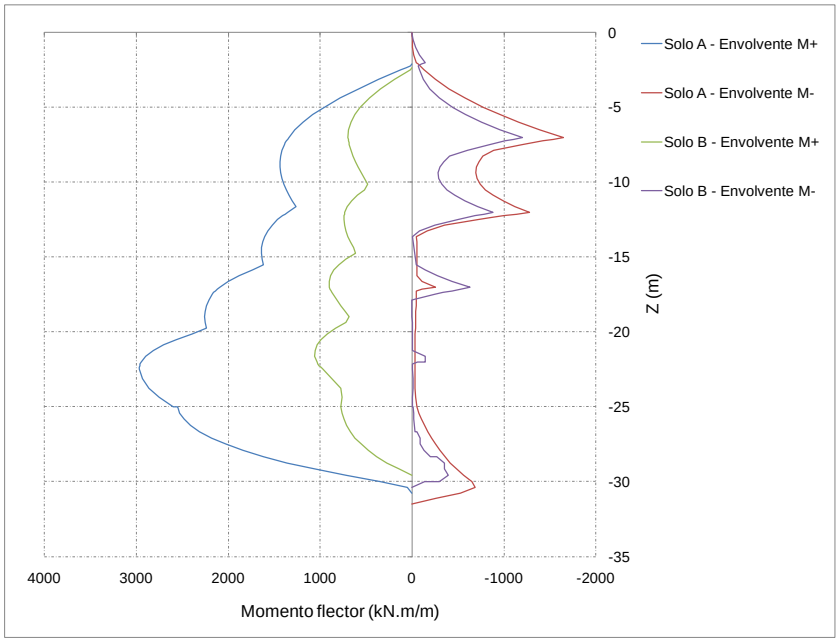


Fig. 3.68 - Momentos flectores para o solo A e solo B

No que respeita ao solo A, observa-se uma clara predominância dos momentos flectores positivos. O momento flector máximo positivo ocorre acima da base da escavação e vale 2970 kNm/m. O momento flector máximo negativo ocorre ao nível do 2º nível de encastramento e tem como valor 1645 kNm/m.

Para o solo B, o momento máximo positivo é igualmente atingido acima da base da escavação, com o valor de 1060 kNm/m (36% do valor obtido para o solo A). Neste caso, o momento máximo negativo vale 1200 kNm/m (73% do anterior) e ocorre também no 2º nível de encastramento. Esta análise leva a concluir que, para a escavação estudada, a maior rigidez do solo B levou fundamentalmente à redução dos momentos flectores máximos positivos.

É de notar que toda a envolvente do solo B se encontra “dentro” da envolvente do solo A, sendo a única excepção, o topo da cortina (cerca de 2,0 m).

3.4.3.4. Pressões das terras

A Fig. 3.69 representa a variação das pressões das terras ao longo da interface solo-paramento para dois tipos de solo.

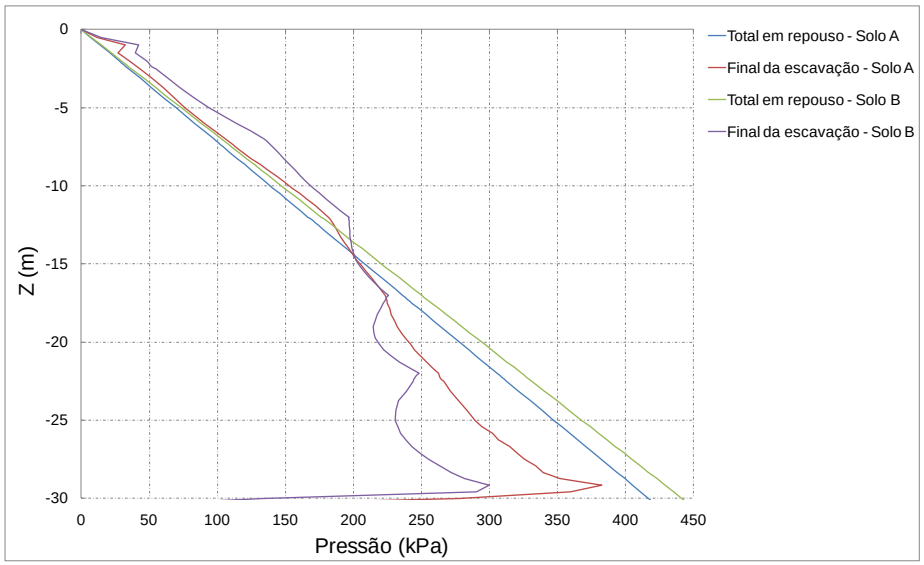


Fig. 3.69 - Tensões normais na interface solo-paramento para dos dois tipos de solo

De acordo com o que está representado na Fig. 3.69, averigua-se que, em ambos os casos, nos primeiros 15,0 m de desenvolvimento da cortina, as pressões verificadas no final da escavação superam as pressões em repouso. É de notar que, para esta escavação, e ao contrário da anterior, as pressões tem um comportamento semelhante ao longo de toda a cortina, apenas variando qualitativamente de forma expressiva nos últimos 7,5 m.

4
ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo serão apresentados resultados, considerações e conclusões referentes ao comportamento de escavações escoradas em solos argilosos moles, obtidos por simulação numérica.

Tal estudo apenas é plausível recorrendo ao enorme potencial do método dos elementos finitos. Com este método é possível avaliar, com precisão e de forma quase instantânea, a influência da variação de um determinado parâmetro, ou de um conjunto de parâmetros, no comportamento global de uma estrutura.

Na perspectiva de conseguir reproduzir diferentes situações que podem ocorrer, quer no projecto, quer na execução deste tipo de obras, será executado um estudo paramétrico que pretende avaliar a resposta da estrutura a diferentes condições de geometria e resistência dos materiais. Nesse estudo tenta-se estabelecer, para cada uma das variáveis em análise, leis de influência que permitam interpolar ou extrapolar resultados para outras situações.

Os resultados sobre os quais se centrará a atenção têm carácter eminentemente prático: momento flector máximo na cortina, esforço axial máximo nas escoras, deslocamento horizontal máximo da cortina e deslocamentos verticais e horizontais máximos da superfície do maciço suportado.

Face ao conjunto de variáveis a estudar, tiveram que ser consideradas critérios que, na generalidade, se manterão constantes no decurso das diferentes análises. A validade dos resultados obtidos e os comentários acerca dos mesmos, embora em determinados casos possam ter tomados como genéricos, devem ser enquadrados nas condições dos problemas estudados.

4.2. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA E ESTRATÉGIA ADOPTADAS

4.2.1. PARÂMETROS ESTUDADOS

Os esforços e deslocamentos que ocorrem numa escavação suportada são afectados por inúmeros factores. Tendo por base as escavações apresentadas no capítulo anterior, foram estudados os efeitos dos parâmetros com reconhecida influência no comportamento das estruturas de suportes de escavações. No Quadro 4.1 apresentam-se os vários parâmetros deste estudo, bem como os símbolos que os representam. Para facilitar a comparabilidade entre as diferentes escavações procedeu-se à adimensionalização de alguns parâmetros. (Raposo, N.P., 2008)

Quadro 4.1 - Parâmetros do estudo paramétrico

Parâmetro	Símbolo	Limites de variação
Índice de pré-esforço	ξ	0 a 1,2
Rigidez do sistema de suporte	ρ_s	14,2 a 384
Profundidade máxima da escavação	h	10 m a 25 m
Rigidez do solo	E	0,55 a 3
Profundidade do firme	D/h	1,2 a 2,0
Coeficiente de impulso em repouso	K_0	0,4 a 0,6
Evolução da coesão em profundidade	c_u	0,25 a 0,35 σ'_{vo}
Camada sobre-consolidada	c_{us}	15 kPa a 60 kPa

A definição e a descrição mais pormenorizada de cada um dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico serão feitas em subcapítulo próprio.

4.2.2. CARACTERÍSTICAS COMUNS AOS VÁRIOS CÁLCULOS

4.2.2.1. Geometria e faseamento construtivo

Para a realização do estudo paramétrico, as escavações estudadas tiverem de obedecer a determinadas características, que se mantiveram constantes ao longo de todos os cálculos.

Deste modo, o modelo de elementos finitos foi truncado lateralmente, a uma distância de 80,0 m (distância considerada suficiente para não afectar a precisão da análise). Do lado oposto, o truncamento foi feito no eixo de simetria da escavação, já que, em teoria, ao longo do eixo apenas ocorrem deslocamentos verticais. Na parte inferior, o truncamento foi efectuado admitindo que 20,0 m abaixo do tecto da camada designada como “firme” não existem deslocamentos provocados pela escavação. Em todos os cálculos, o nível freático obedece às mesmas condições que foram expostas no capítulo anterior, ou seja, mantém-se na superfície no lado do maciço suportado e vai descendo até à altura de escavação, no lado escavado. A Fig. 4.1 esquematiza a geometria considerada.

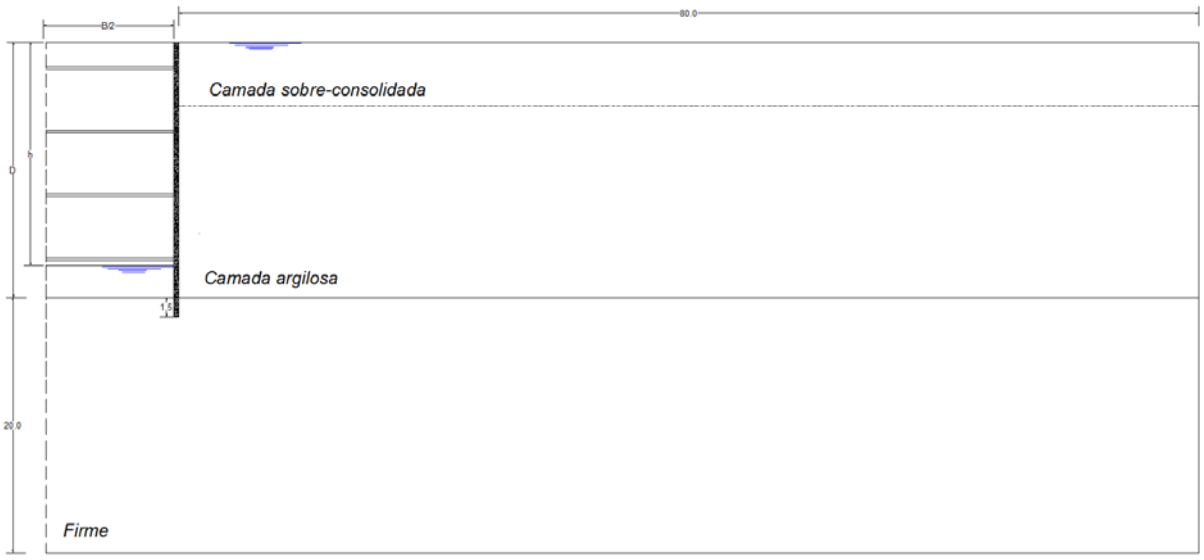


Fig. 4.1 - Geometria da escavação

Uma vez que ao longo do estudo, a profundidade do firme nem sempre foi constante, adoptou-se como critério para definir o comprimento da cortina que esta é sempre levada até ao firme, penetrando nele 1,5 m.

No que respeita ao faseamento construtivo, admitiu-se em todos os cálculos do estudo paramétrico uma sequência construtiva idêntica à utilizada nos exemplos numéricos do capítulo anterior.

4.2.2.2. Maciço suportado

Nas escavações estudadas são usadas duas camadas para definir o maciço em torno da escavação. Apesar de existirem apenas duas camadas, relembra-se que os modelos adoptados permitem a variação das características mecânicas em profundidade, simulando de forma mais real as condições existentes. A primeira camada está dividida em duas zonas, a zona superior e a zona inferior. Na zona superior considerou-se uma camada de argila-sobreconsolidada, de resistência não drenada constante, cuja resistência foi também ela objecto de um estudo paramétrico. Para a zona inferior considerou-se uma camada de argila com a resistência a evoluir em profundidade, cujas características de rigidez, resistência e estado de tensão inicial foram objectos de análise. Inferiormente foi considerada uma camada designada por firme, com características iguais àquelas apresentadas no capítulo anterior.

4.2.2.3. Pré-esforço

Em todos os cálculos foram consideradas escoras horizontais e com um comprimento igual à largura da escavação.

O diagrama de pré-esforço utilizado nos vários cálculos, obedece aos critérios estabelecidos no capítulo anterior, ou seja, considerou-se um diagrama de pré-esforço igual ao diagrama de impulso em repouso. Deste modo, e tendo em consideração que o valor do impulso depende de grandezas que vão variando ao longo do estudo paramétrico, tais como, altura máxima de escavação e valor de K_0, o pré-esforço foi sendo adaptado a tais condições. A distribuição do impulso total pelos diversos níveis de

escoramento obedece sempre às regras impostas no cálculo base, ou seja, um terço do valor das restantes escoras para o primeiro nível e o demais dividido de forma idêntica pelos níveis seguintes.

Em todos os cálculos decidiu-se adoptar para o espaçamento vertical das escoras 5,0 m. Em concordância com o afastamento entre escoras, foram definidas fases de escavação com 5,0 m de desnível vertical, com excepção do primeiro nível que consiste numa escavação inicial de 2,5 m. Na medida em que se considera que as escoras serão colocadas 0,5 m acima de cada nível de escavação, o primeiro nível de escoras posiciona-se a uma profundidade de 2,0 m e o último 3,0 m acima da base da escavação. Longitudinalmente foi adoptado, em todos os cálculos, um espaçamento entre escoras de 3,0 m.

4.2.2.4. Justificação dos cálculos efectuados e sua designação

No estudo paramétrico efectuado foram realizados 164 cálculos. A designação de cada um dos cálculos, conforme indica a Fig. 4.2, é composta por três dígitos: o primeiro dígito corresponde à série; o segundo corresponde a um determinado parâmetro (subsérie) e o terceiro a uma determinada variação do parâmetro em estudo dentro da subsérie. (Raposo, N.P., 2008)

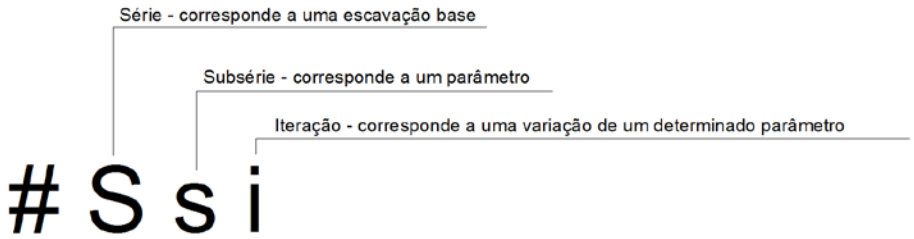


Fig. 4.2 - Designação de organização dos cálculos efectuados (Raposo, N.P., 2008)

Cada série corresponde a uma única escavação base e em cada subsérie é estudado apenas um determinado parâmetro, existindo no entanto quatro subséries para cada parâmetro. Em cada subsérie existe um número de cálculos variável entre quatro e oito.

Para o presente estudo, tal como foi apresentado no capítulo anterior, estabeleceu-se quatro escavações base, designadas por #1A00, #1B00, #2A00 e #2B00. Estas series correspondem à escavação 1 no solo A e B, e escavação 2, no solo A e B.

A partir destas escavações, e para cada uma delas, estudou-se a influência de um determinado parâmetro, fazendo-o variar de caso para caso.

Tomemos como exemplo o estudo da influência do índice de pré-esforço na escavação #1A00.

A partir desta escavação foram feitos seis cálculos onde se variou o índice de pré-esforço, conforme mostra o Quadro 4.2, constituindo estes a subsérie #1A1*.

Quadro 4.2 - Análise paramétrica do índice de pré-esforço – subsérie #1A1*

Cálculo	ξ
#1A00	0
#1A11	0.25
#1A12	0.5
#1A13	0.75
#1A14	1
#1A15	1.2

De forma semelhante ao que foi feito para o índice de pré-esforço, foram definidas outras subséries para analisar os efeitos da variação dos parâmetros apresentados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Análise paramétrica – série #1A**

Subsérie	Parâmetro estudado
#1A1*	Índice de pré-esforço (ξ)
#1A2*	Rigidez do sistema de suporte (ρ_s)
#1A3*	Profundidade máxima da escavação (h)
#1A4*	Profundidade do firme D/h
#1A5*	Rigidez do solo (E)
#1A6*	Coeficiente de impulso em repouso (K_0)
#1A7*	Evolução da coesão em profundidade
#1A8*	Camada sobre-consolidada

No seu conjunto, estas oito subséries constituem a série #1A**. Cada uma das quatro séries toma como ponto de partida uma escavação base, cujas principais características se encontram resumidas no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Análise paramétrica – escavações base

Escavação	$h(m)$	ρ_s	ξ	D/h	E (MPa)	Cu (MPa)	K_0
#1A00	15	48	0	2	400 c_u	4,75 + 0,25 σ'_{v0}	0,5
#1B00	15	48	0	2	1000 c_u	10,35 + 0,35 σ'_{v0}	0,6
#2A00	25	113,8	1	1,2	400 c_u	4,75 + 0,25 σ'_{v0}	0,5
#2B00	25	113,8	1	1,2	1000 c_u	10,35 + 0,35 σ'_{v0}	0,6

A utilização destas quatro séries tem como objectivo verificar a validade das curvas de influência extraídas de cada subsérie quando se tomam pontos de partida distintos, em termos de geometria, pré-esforço, rigidez do sistema de suporte e propriedades do solo suportado. Tal como mostra a Fig. 4.3, as escavações base definidas permitem enquadrar dois cenários geotécnicos e duas situações de geometria e propriedades de contenção.

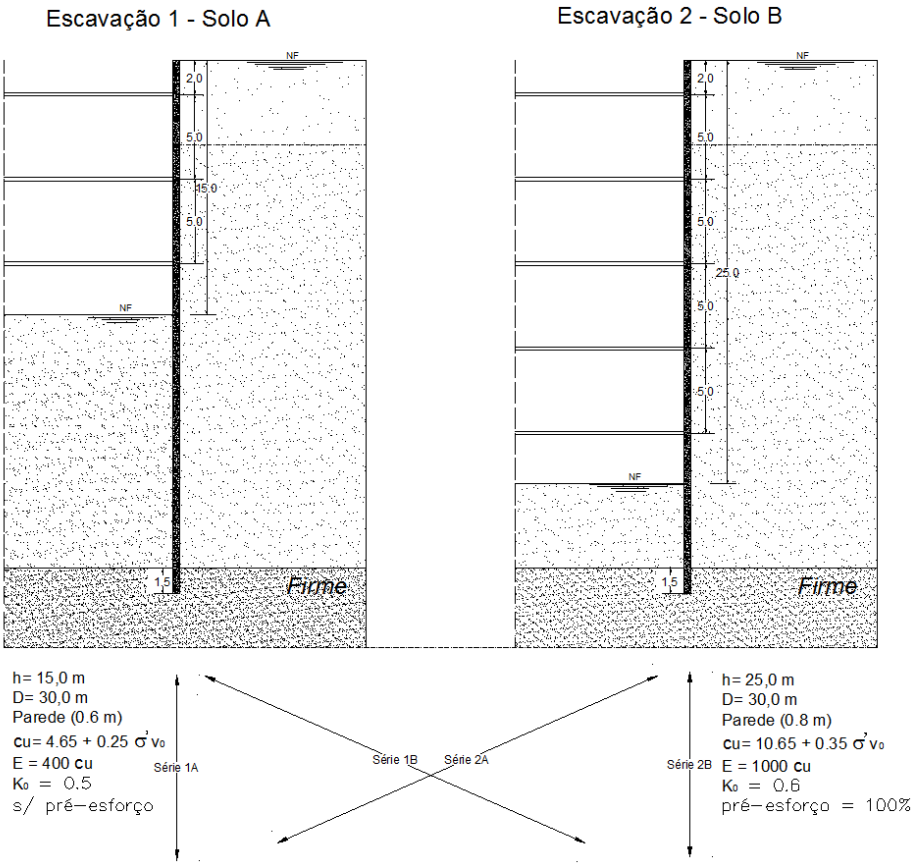


Fig. 4.3 - Propriedades das escavações base (Raposo, N.P., 2008, adaptado)

4.2.2.5. Procedimento de normalização dos resultados

A análise dos resultados de uma determinada subsérie não é particularmente problemática, uma vez que, entre os vários cálculos dessa subsérie apenas um parâmetro foi alterado. O mesmo não acontece quando se consideram duas ou mais subséries de cálculos relativos ao mesmo parâmetro, pois neste caso, entre diferentes subséries, poderão existir diferenças numa grande quantidade de parâmetros.

De maneira a melhorar a comparabilidade dos resultados das várias subséries de cálculos, procedeu-se à sua normalização, estabelecendo um valor de referência para a variável em estudo. Assim, o deslocamento horizontal máximo da cortina, obtido em cada cálculo, é dividido pelo deslocamento horizontal máximo, obtido na escavação de referência de cada subsérie. O mesmo procedimento é aplicado quando se estuda os momentos flectores máximos positivos na cortina. Trata-se, no fundo, de escalar verticalmente as curvas, para que todas elas se interceptem num ponto comum.

Com esta alteração deixa de ser possível obter do gráfico um valor absoluto do deslocamento horizontal máximo da cortina, mas pode determinar-se de imediato a variação percentual desse mesmo deslocamento como consequência da variação do parâmetro estudado.

Após a normalização dos resultados, é possível definir, através do método dos mínimos quadrados, uma função que melhor aproxima os resultados das várias subséries.

Este método de normalização foi executado para todos os parâmetros do estudo, relativamente aos momentos flectores máximos e aos deslocamentos horizontais máximos da cortina.

4.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

4.3.1. INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE PRÉ-ESFORÇO

4.3.1.1. Introdução

A aplicação de pré-esforço em escoras englobadas numa estrutura de contenção condiciona, não apenas a rigidez da ligação escora parede e, por conseguinte, a rigidez efectiva da própria escora, mas, também, o comportamento do solo nas fases seguintes da escavação. Este fenómeno contribui de forma decisiva para a redução dos movimentos da cortina e, consequentemente, do maciço suportado.

O estudo da influência do pré-esforço nas escoras foi conduzido de forma adimensional, através do índice de pré-esforço.

Para este caso, o índice de pré-esforço corresponde à percentagem de pré-esforço aplicado em relação ao diagrama de impulso teórico em repouso. Assim, e referindo apenas os valores extremos, tem-se que para ξ=0 e ξ =1,2, 0% e 120% de pré-esforço aplicado, em relação ao diagrama de impulso teórico em repouso.

A normalização foi feita tendo por base os resultados referentes a escavações com um índice de pré-esforço de 0,5, ou seja, 50% da totalidade do impulso em repouso.

O estudo paramétrico é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico do pré-esforço

Subsérie	Índice de pré-esforço, ξ					
	0	0,25	0,5	0,75	1	1,2
#1A1*	#1A00	#1A11	#1A12	#1A13	#1A14	#1A15
#1B1*	#1B00	#1B11	#1B12	#1B13	#1B14	#1B15
#2A1*	#2A11	#2A12	#2A13	#2A14	#2A00	#2A15
#2B1*	#2B11	#2B12	#2B13	#2B14	#2B00	#2B15

4.3.1.2. Pressões das terras

Por uma questão de facilidade de interpretação e comparabilidade de resultados, todas as análises referentes às pressões das terras serão feitas em relação à série #1A**.

Na Fig. 4.4 apresenta-se o diagrama de pressões de terras sobre a cortina correspondentes aos cálculos da subsérie #1A1* bem como a pressão total em repouso.

A evolução qualitativa das pressões parece, de forma geral, não depender substancialmente das condições de pré-esforço instaladas no escoramento. Na parte superior da parede, as pressões são elevadas, ultrapassando mesmo as de repouso. A partir dos 10,0 m as pressões baixam significativamente, atingindo valores bastante inferiores às pressões totais em repouso, como ilustra a Fig. 4.4.

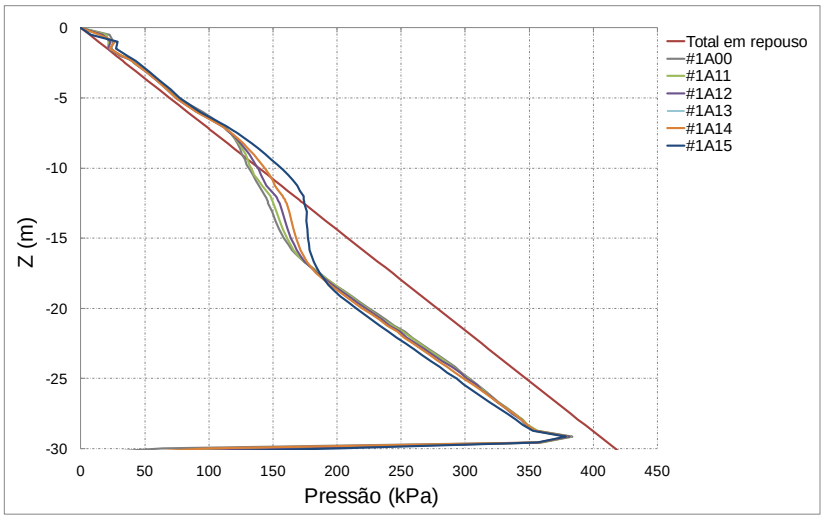


Fig. 4.4 - Influência do índice de pré-esforço nas pressões sobre a cortina

4.3.1.3. Deslocamentos

Como era de prever, o efeito da variação do índice de pré-esforço nos deslocamentos horizontais da cortina é bastante notório. Através da Fig. 4.5, pode verificar-se que, apesar do padrão dos movimentos ser essencialmente o mesmo, o aumento de pré-esforço conduz a uma diminuição do deslocamento horizontal máximo da cortina.

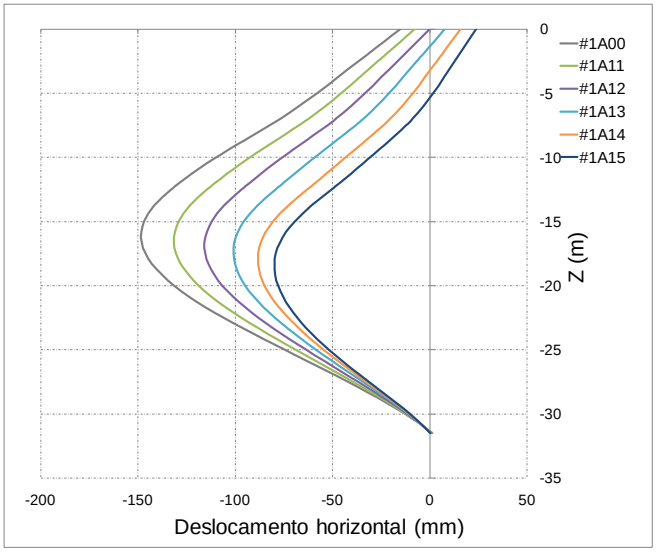


Fig. 4.5 - Influência do índice de pré-esforço nos deslocamentos horizontais da cortina

Tomando como referência o índice de pré-esforço de 0,5, tem-se para o deslocamento horizontal máximo o valor de 115 mm. Com o aumento do índice de pré-esforço para 1 o deslocamento diminuiu de 115 mm para 88 mm (redução de cerca de 24%). Por outro lado, com a diminuição de índice de pré-esforço para 0, o deslocamento cresce de 115 mm para 148 mm (aumenta em cerca de 28%). Pode-se concluir então que, quer no aumento, quer na diminuição, a variação do índice de pré-esforço acarreta deslocamentos horizontais máximos que variam em proporções semelhantes. A análise da Fig.

4.6 mostra a influência do pré-esforço no controlo dos deslocamentos já considerando a normalização apresentada na secção 4.2.2.5.

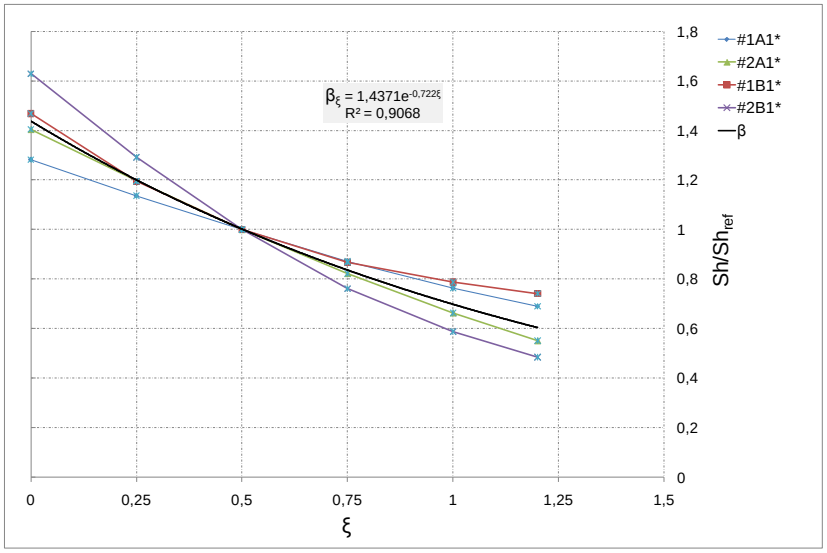


Fig. 4.6 - Influência do índice de pré-esforço nos deslocamentos horizontais máximos da cortina

A análise da Fig. 4.6 comprova o que foi concluído anteriormente, evidenciando uma clara dependência entre o índice de pré-esforço e os deslocamentos máximos verificados pela cortina. É de notar que, para pré-esforços muito elevados, nomeadamente para índices de pré-esforço acima de 1, este efeito começa a perder expressão.

4.3.1.4. Momentos flectores

Numa primeira abordagem seria aceitável considerar que o aumento de pré-esforço conduz a uma redução de momentos flectores positivos na cortina. Na Fig. 4.7 está representada a variação dos momentos flectores à medida que o índice de pré-esforço vai aumentando. No caso da subsérie #1A1* tal abordagem mostra-se ser correcta, pois à medida que o pré-esforço vai aumentando verifica-se uma diminuição do momento flector positivo máximo na cortina. Em relação ao momento flector máximo negativo, verifica-se que mesmo nos casos extremos, ou seja, 0% e 120% de pré-esforço, os valores dos momentos não variam de forma muito significativa, atingindo o valor máximo perto do “firme”.

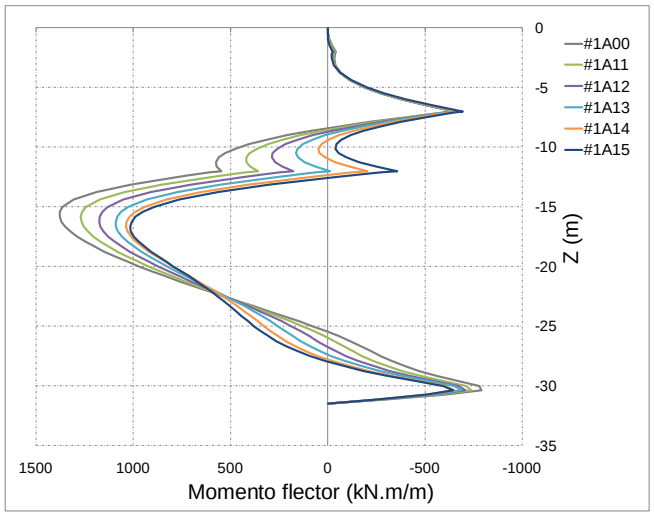


Fig. 4.7 - Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores da cortina

No entanto, nem sempre tal abordagem pode ser feita, pois a realidade é bem mais complexa, como ilustra a Fig. 4.8.

A evolução do momento flector máximo, em função do índice de pré-esforço, está longe de ser linear. Existe um valor do índice de pré-esforço, cerca de 0,5, que, no caso concreto da subsérie de cálculos #1B1*, optimiza a estrutura de suporte em termos de momentos flectores, ou seja, qualquer variação do índice de pré-esforço acarreta o aparecimento de momentos flectores mais elevados. Com o objectivo de perceber melhor a ocorrência de tal fenómeno apresenta-se na Fig. 4.9, as curvas de momentos flectores, correspondente á fase final de escavação, dos vários cálculos da subsérie #1B1*. Torna-se claro que, com o aumento do índice de pré-esforço, acima da base da escavação, o diagrama de momentos sofre uma translação para a direita, diminuindo os momentos positivos e aumentando os negativos. Note-se que, para valores de pré-esforço muito elevados, devido ao aumento das pressões do solo sobre o lado activo da cortina, o diagrama de momentos desloca-se para a esquerda. O índice de pré-esforço que melhor compatibiliza estas duas ocorrências, será aquele que, determina o mais baixo momento flector máximo positivo.

No caso da subsérie #2B1* tal fenómeno ocorre para um índice de pré-esforço de 75%. Pode ainda verificar-se na Fig. 4.8 que nas subséries #1A1* e #2A1* não foi atingido o valor do índice de pré-esforço que minimiza os momentos flectores na estrutura de contenção.

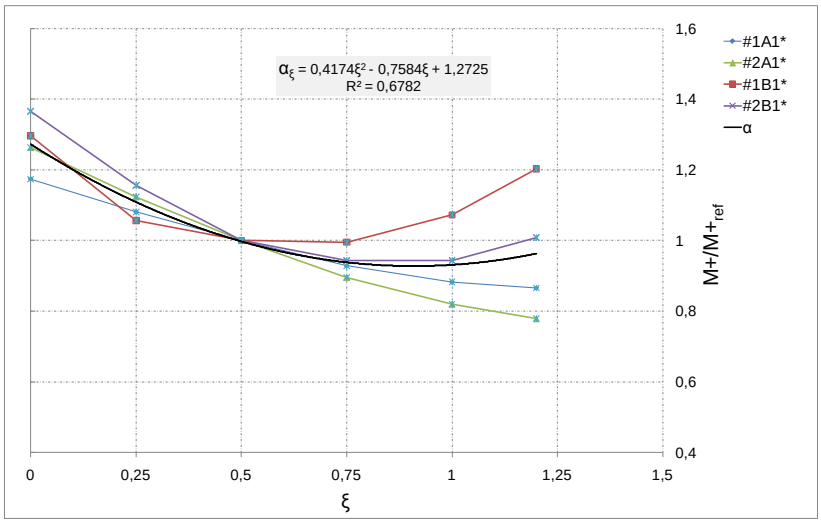


Fig. 4.8 - Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores máximos da cortina

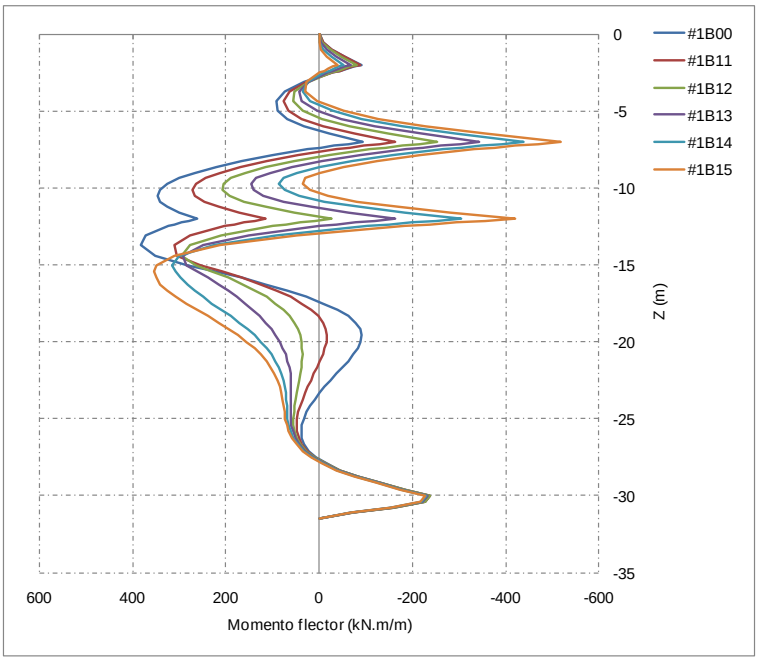


Fig. 4.9 - Influência do índice de pré-esforço nos momentos flectores da cortina

Com esta conjuntura conclui-se que, para solos mais resistentes, como no presente estudo o solo B, os índices de pré-esforço que optimizam a estrutura a nível de momentos são bastante inferiores (cerca de metade) quando comparados com a mesma escavação, mas num solo menos resistente (solo A).

4.3.2. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO SISTEMA DE SUPORTE

4.3.2.1. Introdução

A rigidez à flexão de uma estrutura de suporte é habitualmente definida por EI, que consiste no módulo de Young do material multiplicado pelo momento de inércia da sua secção transversal. No caso das estruturas de suporte, revela-se útil o conceito de flexibilidade, expresso pelo número de flexibilidade de Rowe, de acordo com a equação:

$$\rho = \frac{H_t^4}{EI} \tag{4.1}$$

em que Ht representa a altura total da cortina e que corresponde à altura escavada somada com a altura enterrada. Tendo sido esta relação introduzida por (Rowe, P., 1952), ela foi aplicada fundamentalmente em estruturas de suporte monoapoiadas. Para estruturas apoiadas em vários níveis de escoras faz mais sentido avaliar a rigidez do sistema de suporte como definida por (Mana, A.I., 1978):

$$\rho_s = \frac{EI}{h_m^4 \gamma} \tag{4.2}$$

em que h_m representa o espaçamento vertical máximo entre os apoios da cortina, considerando-se a base da escavação como um nível de apoio adicional e γ o peso volúmico do solo suportado. Esta definição da rigidez do sistema de suporte é semelhante àquela utilizada por (Goldberg, D.T. [et al.], 1976), tendo sido introduzido o parâmetro γ, que torna a expressão adimensional.

Nos cálculos realizados, a variação da rigidez do sistema de suporte, é inserida através da alteração da espessura da cortina, já que se consideraram constantes o módulo de deformabilidade da cortina (30 GPa), o peso volúmico do solo suportado γ (= 18 kN/m^3) e o espaçamento vertical máximo entre apoios. Este último, para as escavações estudadas, corresponde à distância entre os níveis de escoramento e toma um valor de 5,0 m.

A gama de valores da rigidez do sistema de suporte foi estabelecida pela variação da espessura da parede, entre valores que se ponderaram razoáveis de serem utilizados em obras deste tipo.

O estudo paramétrico da rigidez do sistema de contenção é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.6. onde, além da rigidez do sistema de suporte, se apresenta a espessura da parede correspondente.

Quadro 4.6 - Análise paramétrica da rigidez do sistema de suporte

Subsérie	Rigidez do sistema de suporte, ρ_s				
	14,2 (0,4 m)	48 (0,6 m)	113,8 (0,8 m)	222,2 (1,0 m)	384 (1,2 m)
#1A2*	#1A21	#1A00	#1A22	#1A23	#1A24
#1B2*	#1B21	#1B00	#1B22	#1B23	#1B24
#2A2*	#2A21	#2A22	#2A00	#2A23	#2A24
#2B2*	#2B21	#2B22	#2B00	#2B23	#2B24

4.3.2.2. Pressões de terras

Na Fig. 4.10 apresenta-se os diagramas de pressões para a subsérie 1A2*. É bem evidente que a maior variação ocorre para o cálculo #1A21 onde a rigidez da parede é menor (correspondente a uma parede com 0,4 m de espessura). É de notar que, para o cálculo #1A21, verificam-se concentrações de pressões às profundidades de sensivelmente, 2,0 m, 7,5 m e 12,0 m. Agora note-se que, na escavação apresentada, as escoras são aplicadas aos 2,0 m, 7,0 m e 12,0 m. Tal ocorrência deixa bem patente que, o efeito de arco tende a ser maior quando a rigidez da parede é claramente reduzida.

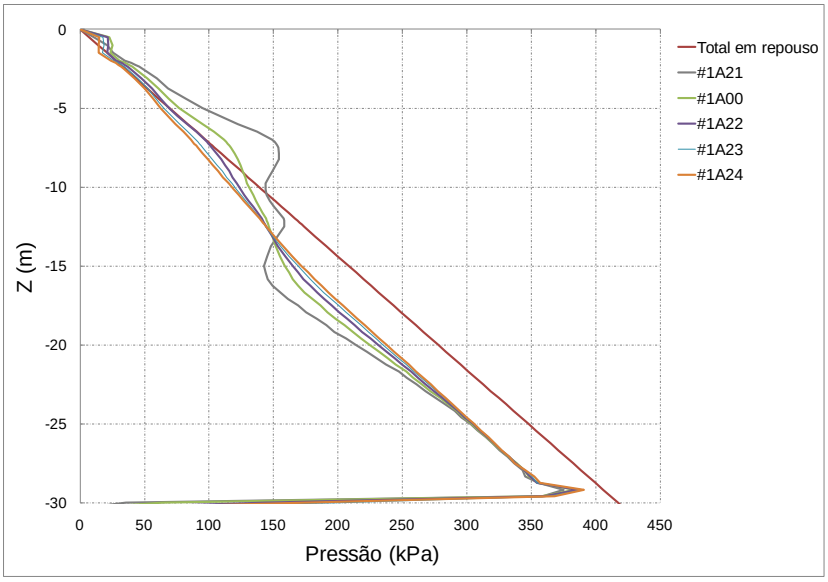


Fig. 4.10 - Influência da rigidez do sistema de suporte nas pressões de terras sobre a cortina

Note-se que, para restantes subséries, embora se varie de forma muito significativa a rigidez da parede (0,6 m a 1,2 m), este efeito atenua-se.

4.3.2.3. Deslocamentos

Tal como seria de esperar, o aumento da rigidez do sistema de suporte conduz à redução dos deslocamentos horizontais da cortina. Como se pode verificar pela análise da Fig. 4.11, as maiores diferenças entre os vários cálculos dão-se para profundidades superiores a cerca de 15,0 m, ligeiramente abaixo da base da escavação. Note-se que, em todos os casos, independentemente da rigidez da cortina, os deslocamentos máximos ocorrem a uma profundidade coincidente com a altura

máxima de escavação. É interessante verificar que a grande redução dos deslocamentos ocorre quando se aumenta a espessura da parede de 0,4 m para 0,6 m. Neste caso, o deslocamento passa de 225 mm para 148 mm, ou seja, a cortina sofreu uma redução do deslocamento horizontal máximo em cerca de 77 mm. É também claro que, com o aumento da espessura, este efeito começa a ter menos expressão, pois o aumento de 1,0 m para 1,2 m apenas contribuiu para que o deslocamento horizontal máximo baixasse em cerca de 13 mm, ou seja, uma redução de aproximadamente 15%.

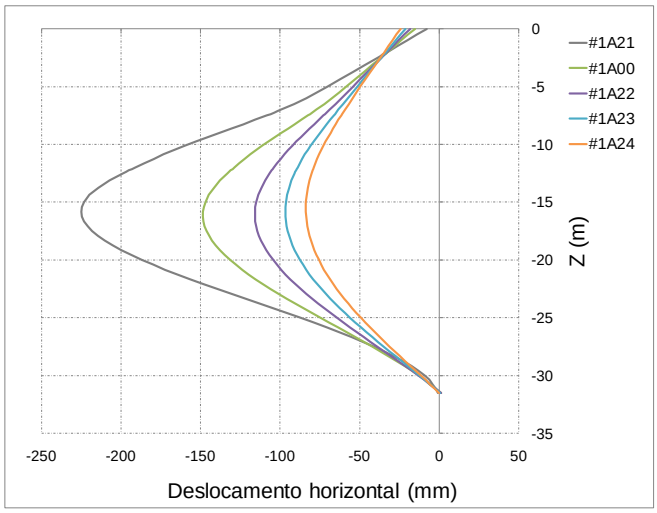


Fig. 4.11 - Influência da rigidez do sistema de suporte nos movimentos horizontais da cortina

Por outro lado, junto à superfície, verifica-se que os deslocamentos são superiores, quando a espessura da cortina é maior. Este acréscimo resulta da elevada rigidez da cortina e da sua tendência para se mover como um corpo rígido, uniformizando os deslocamentos através da redução do deslocamento máximo e do aumento do deslocamento mínimo.

A representação dos deslocamentos horizontais máximos da cortina em função do sistema de suporte para as várias subséries de cálculos está ilustrada na Fig. 4.12. É importante perceber que facilmente se pode extrapolar o que foi dito em relação à subsérie #1A2* para as restantes subséries, ou seja, em qualquer uma delas existe uma clara dependência dos deslocamentos em relação à rigidez da cortina quando esta é muito baixa, e que vai perdendo expressão à medida que ela vai aumentando.

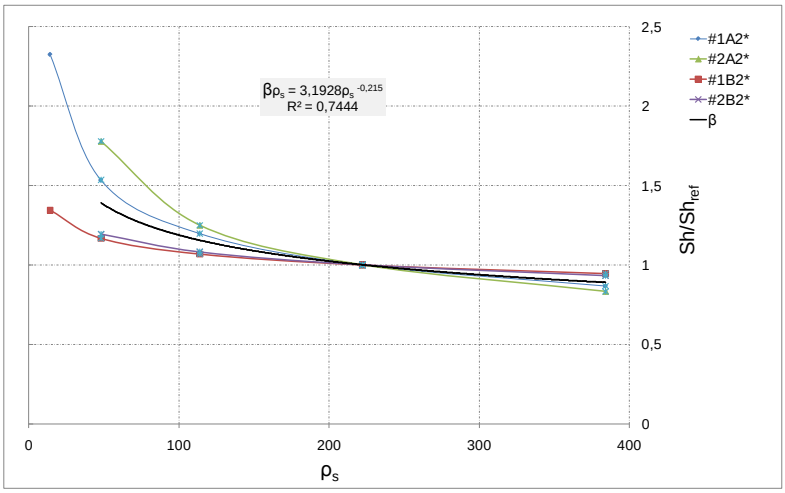


Fig. 4.12 - Influência da rigidez do sistema de suporte nos movimentos horizontais máximos da cortina

Outra conclusão que se pode retirar da análise Fig. 4.12 é que, o efeito explicado anteriormente, ocorre fundamentalmente para os solos de menor resistência (solo A). Este fenómeno pode ser explicado pelo facto de, devido à pouca resistência do solo, grande parte dos esforços são absorvidos pelo sistema de contenção, e sendo este pouco rígido, dá origem a grandes deformações da cortina. Note-se que, para as subséries #2A2* e #2B2*, nos cálculos #2A21 e #2B21, o programa de cálculo não conseguiu calcular, falhando na convergência de resultados.

Dito isto, e dada a dificuldade de convergência de resultados mesmo usando um programa com base em elementos finitos, será expectável que, o método de previsão, que será desenvolvido posteriormente, possa ele também, conter algumas dificuldades em prever certos resultados.

4.3.2.4. Momentos flectores

Numa determinada estrutura hiperestática, quando se aumenta a rigidez de uma parte constituinte da mesma, criam-se condições para que ocorra a distribuição de esforços das zonas restantes para a zona mais rígida.

Analisando o problema como uma questão de interacção entre duas estruturas (estrutura de suporte e solo) será expectável um acréscimo de momentos flectores quando se aumento a rigidez da cortina.

A Fig. 4.13 reflecte esta tendência, expondo um acréscimo muito salientado do momento com a rigidez.

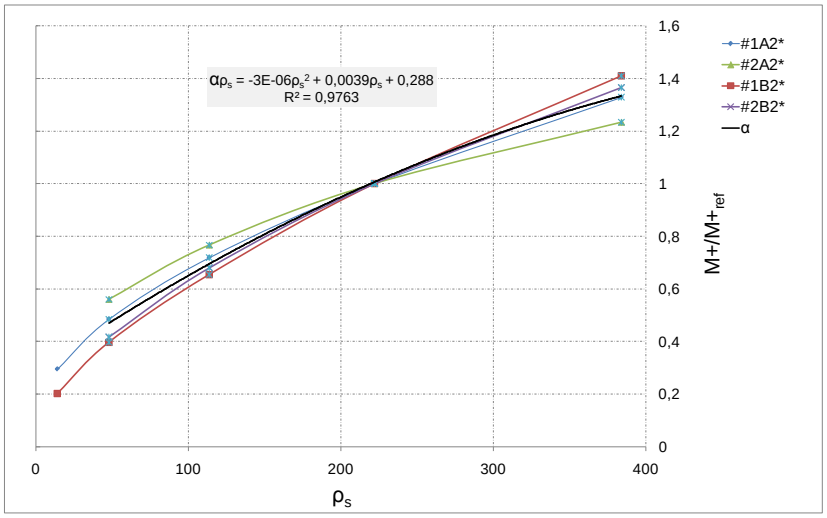


Fig. 4.13 - Influência da rigidez do sistema de suporte nos momentos flectores máximos da cortina

É também evidente a forte correlação que existe entre o sistema de suporte e o momento flector máximo da cortina, pois os resultados correspondentes às várias subséries são muito semelhantes, após efectuada a respectiva normalização.

Uma análise da Fig. 4.14 permite averiguar a evolução dos momentos flectores máximos aquando do aumento de rigidez da cortina. É interessante averiguar a disparidade que existe a nível do momento flector máximo, com um valor de 838 kN.m/m para a situação de uma cortina com 0,4 m e atingindo um valor de 3776 kN.m/m para uma cortina de 1,2 m. No entanto, o momento flector máximo negativo não oscila da mesma forma, variando entre os 721 kN.m/m e 421 kN.m/m para as mesmas situações.

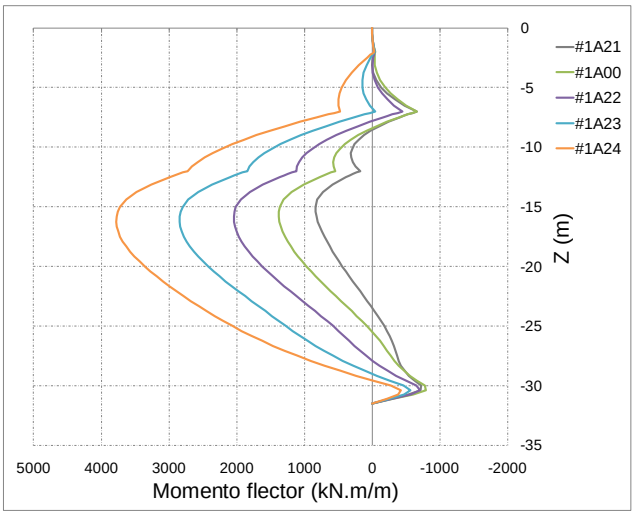


Fig. 4.14 - Influência da rigidez do sistema de suporte nos momentos flectores da cortina

É curioso notar que no cálculo #1A24, a elevada rigidez da cortina determina que mais dificilmente se diferenciem, no diagrama de momentos flectores correspondente, os pontos onde se localizam as escoras, caracterizados por mínimos locais desse mesmo diagrama.

4.3.3. Influência da altura de escavação

4.3.3.1. Introdução

A determinação da profundidade máxima da escavação é, em regra, um dos primeiros factores a ter em consideração quando se parte para o dimensionamento de uma estrutura de contenção. Na grande maioria dos casos, a profundidade máxima de escavação corresponde à diferença de cotas entre o topo da cortina e a plataforma de trabalho.

É, sem dúvida, um parâmetro de extrema importância, pois a sua variação condiciona praticamente todos os outros parâmetros envolvidos. Deste modo, o estudo da influência da profundidade máxima de escavação sobre os esforços e deslocamentos da cortina requer uma certa cautela, para que possam ser asseguradas as mesmas condições, nos vários modelos de elementos finitos. Assim, surge a necessidade de adimensionalizar algumas variáveis de forma a melhor comparar os vários cálculos.

No estabelecimento da largura de escavação, optou-se por manter a relação existente entre a largura e a profundidade máxima de escavação dos modelos numéricos apresentados no capítulo anterior. Assim sendo, para as subséries 1A3* e 1B3* (correspondentes à designada escavação 1 do capítulo anterior) a relação B/h foi mantida igual a 1,3. No que respeita às subséries 2A3* e 2B3* (correspondentes à designada escavação 2 do capitulo anterior), a metodologia foi a mesma, sendo que, neste caso, a relação B/h foi mantida igual a 0,8. Tal abordagem foi necessária, para que, ao longo de todos os cálculos, os efeitos de escala pudessem ser considerados.

Para a definição da profundidade do firme usou-se uma metodologia em tudo semelhante. Para as subséries 1A3* e 1B3* o firme foi considerado, nos vários cálculos, uma profundidade correspondente a duas vezes a profundidade máxima da escavação, ou seja, com uma relação de D/h igual a 2. Nas subséries 2A3* e 2B3* o procedimento foi semelhante, mas agora com uma relação de D/h igual a 1,2. A espessura do firme foi mantida, nos vários cálculos, com um valor constante de 20,0 m. De igual

forma, a penetração da cortina nesta camada foi considerada constante, com um valor de 1,5 m. Esta opção tem como vantagem simplificar o processo de geração de malhas.

A espessura da cortina foi constante e igual à dos exemplos numéricos que serviram como base a todos os cálculos, ou seja, 0,6 m para as subséries 1A3* e 1B3* e 0,8 m para as subséries 2A3* e 2B3. Tal procedimento pode ser adoptado, uma vez que a rigidez do sistema de contenção não entra em conta com a profundidade atingida pela escavação.

Na definição do pré-esforço nas escoras, os índices de pré-esforço que correspondiam aos cálculos base foram mantidos. Sendo assim, para as subséries 1A3* e 1B3* não foi considerado qualquer pré-esforço, pois que o índice nesses casos é igual a 0. No que respeita à rigidez das escoras, este valor teve de ser ponderado, de forma semelhante, para as várias alturas máximas de escavação. Esta estimativa fez-se usando exactamente o mesmo critério que foi utilizado nos cálculos base, pois, só assim, é possível isolar o efeito da profundidade máxima da escavação nos resultados obtidos. Deste modo, optou-se por dividir a totalidade do impulso em repouso, agora calculado para cada altura da escavação, pelo número de escoras inerente a cada escavação. Estimada a força por escora, ao exemplo do que foi apresentado no capítulo anterior, triplicou-se a área necessária de modo a garantir que esta nunca seria condicionante para os esforços instalados.

Para as subséries 2A3* e 2B3* o procedimento foi semelhante, tendo agora em consideração o pré-esforço a aplicar em cada situação. Neste caso, com um índice de pré-esforço igual a 1, foi calculado para todas as alturas da escavação o impulso total em repouso que daí advêm, aplicando-se 100% desse impulso ao sistema de escoramento. A divisão pelos vários níveis de escoras obedece ao mesmo critério estabelecido nos cálculos base.

O estudo paramétrico da profundidade máxima da escavação é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 - Análise paramétrica da profundidade máxima da escavação

Subsérie	Profundidade máxima da escavação, h			
	10 m	15 m	20 m	25 m
#1A3*	#1A31	#1A00	#1A32	#1A33
#1B3*	#1B31	#1B00	#1B32	#1B33
#2A3*	#2A31	#2A32	#2A33	#2A00
#2B3*	#2B31	#2B32	#2B33	#2B00

4.3.3.2. Pressões de terras

A comparação de resultados neste caso é bastante mais problemática, pois a variação da altura máxima da escavação varia de caso para caso. A Fig. 4.15 representa as pressões exercidas sobre a cortina para a subsérie #1A3*.

Um dos aspectos que salta à vista é a forma como os diagramas de pressões evoluem em profundidade. Para o cálculo #1A31 o digrama tem uma forma aproximadamente triangular, ou seja, é semelhante ao diagrama teórico de impulsos em repouso. À medida que a altura máxima da escavação vai aumentando, os diagramas vão sofrendo alterações de modo a redistribuir as pressões. Deste modo, no cálculo #1A31, praticamente não se nota qualquer variação de forma no diagrama nos locais onde as escoras estão aplicadas. O mesmo não acontece para maiores alturas da escavação, o que nos leva a concluir que, quanto maior a altura da escavação, mais pronunciado será o efeito de arco.

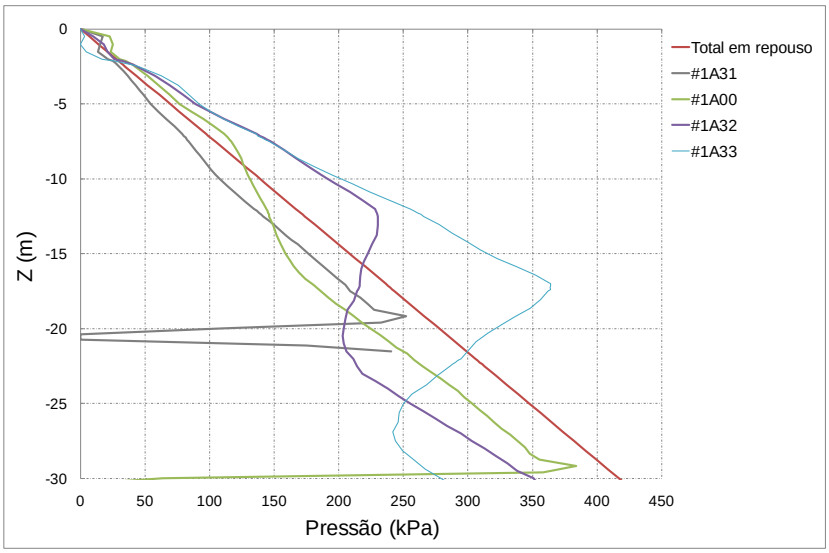


Fig. 4.15 - Influência da profundidade máxima da escavação nas pressões das terras sobre a cortina

Em termos gerais, torna-se possível concluir que, para uma determinada escavação, o impulso tende a aumentar em profundidade e que, para um determinado nível de escavação, os impulsos tendem a ser maiores, quanto maior for a altura máxima da escavação.

A Fig. 4.16 refere-se ao cálculo #1A33, mas representa agora, toda a envolvente de pressões até à profundidade do firme para esse mesmo cálculo. É possível verificar que até cerca de 22,0 m as pressões exercidas na cortina são superiores às de repouso. A partir dessa profundidade a tendência inverte-se, mantendo-se as pressões abaixo das de repouso até à camada de grande resistência.

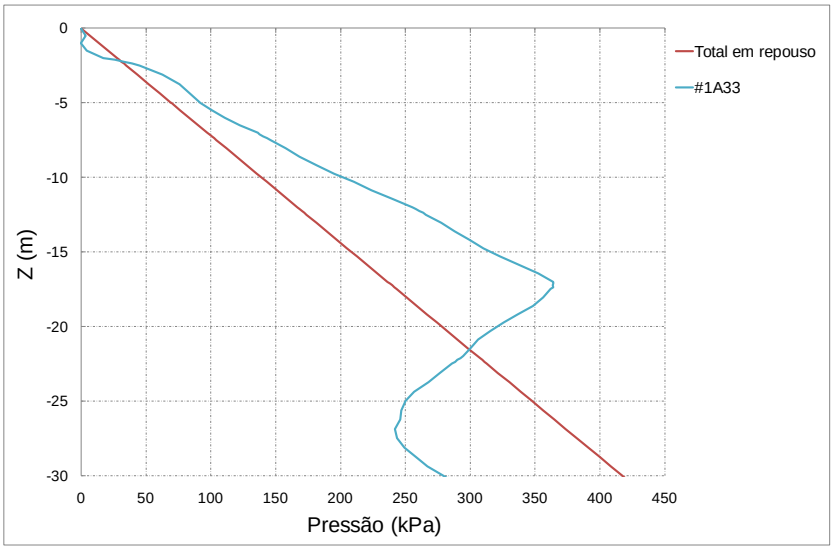


Fig. 4.16 - Diagrama de pressões de terra sobre a cortina para o cálculo #1A33

4.3.3.3. Deslocamentos

Como seria de esperar, as alterações da profundidade máxima de escavação acarretam variações de grande importância nos deslocamentos horizontais da cortina.

Como se pode observar na Fig. 4.17, é notória a semelhança das configurações dos deslocamentos para os vários casos, ficando evidenciado o efeito de escala como principal variação dos deslocamentos. Para todos os casos, o deslocamento horizontal máximo da cortina aumenta com a profundidade máxima da escavação e ocorre ligeiramente abaixo do fundo da escavação.

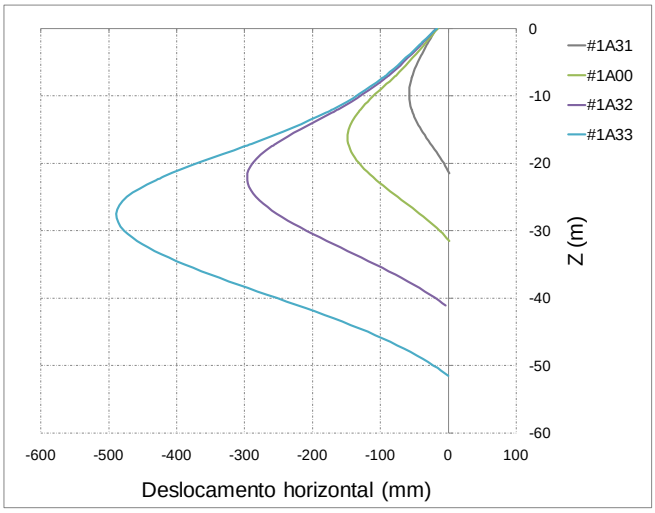


Fig. 4.17 - Influência da profundidade máxima da escavação nos movimentos horizontais da cortina

A forma como a profundidade máxima da escavação afecta o deslocamento horizontal máximo da cortina para as diversas subséries de cálculos encontra-se representada na Fig. 4.18.

Após a análise da Fig. 4.18, fica evidente a extrema importância que a profundidade máxima da escavação tem nos deslocamentos horizontais da cortina. Também é possível concluir que este efeito é tanto mais acentuado quanto menor a resistência do solo. Note-se que, considerando como base a escavação de 15,0 m, um aumento para 20,0 m, provoca um acréscimo do deslocamento horizontal máximo que varia entre 80% e 280% consoante a subsérie em causa.

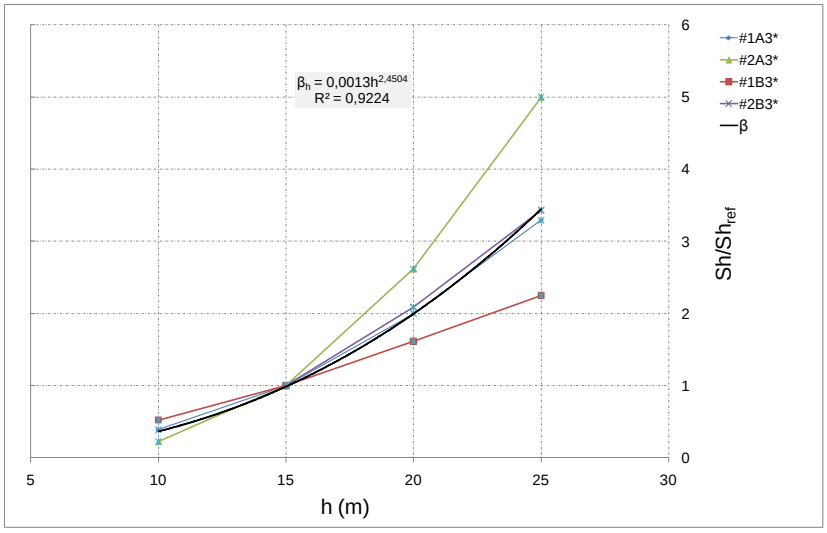


Fig. 4.18 - Influência da profundidade máxima da escavação nos movimentos horizontais máximos da cortina

4.3.3.4. Momentos flectores

Como seria de esperar os momentos flectores máximos da cortina aumentam quando se faz aumentar a profundidade máxima da escavação.

Através da análise da Fig. 4.19 constata-se que este fenómeno é ainda mais gravoso quando a resistência do solo é inferior. Pode-se observar que, tanto na subsérie 1A3*, como na subsérie 2A3*, os momentos flectores máximos positivos na cortina evoluem de forma praticamente linear com o aumento da profundidade máxima de escavação.

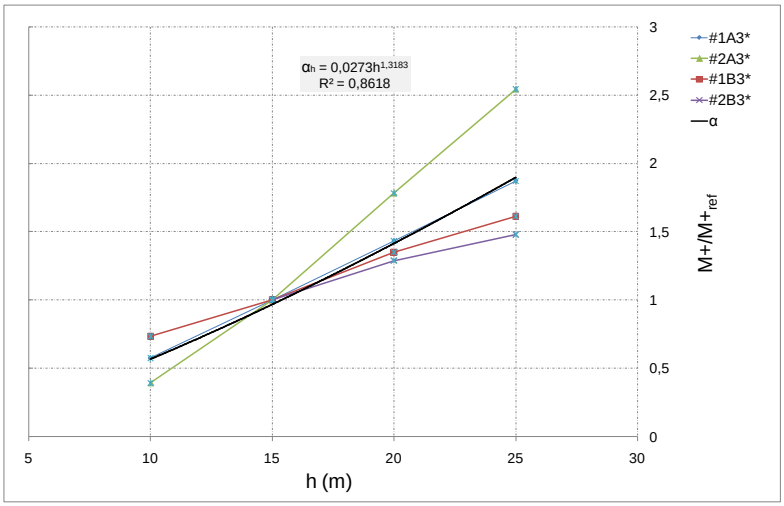


Fig. 4.19 - Influência da profundidade máxima da escavação nos momentos flectores máximos da cortina

A forma como os diversos diagramas de momentos evoluem em profundidade encontra-se representada na Fig. 4.20. Com a análise da Fig. 4.20, e como seria expectável, a adopção de escavações mais profundas tem um efeito bastante significativo quer na variação dos momentos flectores máximos positivos, quer na variação dos momentos flectores máximos negativos. A explicação para esta ocorrência consiste em, fundamentalmente, dois aspectos: por um lado, as escavações mais profundas originam um maior impulso de terras sobre a cortina traduzindo-se em momentos flectores mais elevados, por outro, o incremento de pré-esforço conduz ao aparecimento de momentos flectores negativos mais altos junto do topo da cortina.

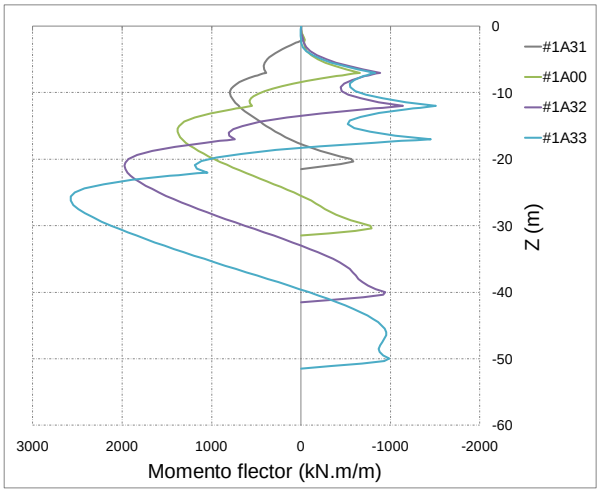


Fig. 4.20 - Influência da profundidade máxima da escavação nos momentos flectores da cortina

Tal como acontecia com os movimentos horizontais da cortina, o momento flector máximo ocorre, para todos os casos, ligeiramente abaixo da profundidade máxima da escavação.

4.3.4. INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DO FIRME

4.3.4.1. Introdução

Ao longo do trabalho apresentado foi considerado um perfil geotécnico tipificado, constituído por duas camadas de características distintas: uma camada superior de argila com 30,0 m de possança e uma camada inferior que se considerou ser de grande resistência designada por "firme".

Num projecto real a definição da posição do firme deverá ser realizada tendo por base um relatório geotécnico.

O estudo da influência da profundidade do firme foi desenvolvido tendo por base os quatro exemplos numéricos apresentados no capítulo anterior. Nesses cálculos havia sido considerada, para profundidades superiores a 30,0 m, a existência de uma camada com características de resistência e rigidez bastante elevadas.

Para a realização do estudo paramétrico tornou-se necessário adoptar determinados pressupostos que devem permanecer constantes ao longo do estudo. Para a definição do comprimento total da cortina definiu-se que, em todos os cálculos, esta penetraria 1,5 m no firme. A aplicação deste critério implica que, ao serem examinadas várias profundidades para a ocorrência do firme, o comprimento total da cortina varie, com todas as consequências que daí advêm. Em todos os cálculos, a profundidade do firme foi adimensionalizada relativamente à profundidade máxima de escavação, tendo-se balizado os valores entre 1,2 e 2 para as relações D/h.

Obedecendo ao mesmo critério, a malha de elementos finitos foi truncada em todos os cálculos, 20,0 m abaixo da profundidade do firme.

O estudo paramétrico da profundidade do firme é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico da profundidade do firme

Subsérie	Profundidade do firme, D/h				
	1,2	1,4	1,6	1,8	2
#1A4*	#1A41	#1A42	#1A43	#1A44	#1A00
#1B4*	#1B41	#1B42	#1B43	#1B44	#1B00
#2A4*	#2A00	#2A41	#2A42	#2A43	#2A44
#2B4*	#2B00	#2B41	#2B42	#2B43	#2B44

4.3.4.2. Pressões de terras

A variabilidade da profundidade a que se localiza o firme e consequentemente alteração do comprimento enterrado da cortina dificultam a comparabilidade entre os vários cálculos de uma determinada subsérie. Assim sendo, para uma melhor leitura dos resultados, a Fig. 4.21 representa a variação das pressões das terras sobre a cortina até à base da escavação. Verifica-se nesta figura que, para profundidades até aos 13,0 m (87% da profundidade máxima da escavação) as pressões exercidas

sobre a cortina são maiores nos cálculos onde a distancia ao firme é também maior. Este efeito é bastante notório na zona da cortina compreendida entre os 5,0 m e os 11,0 m.

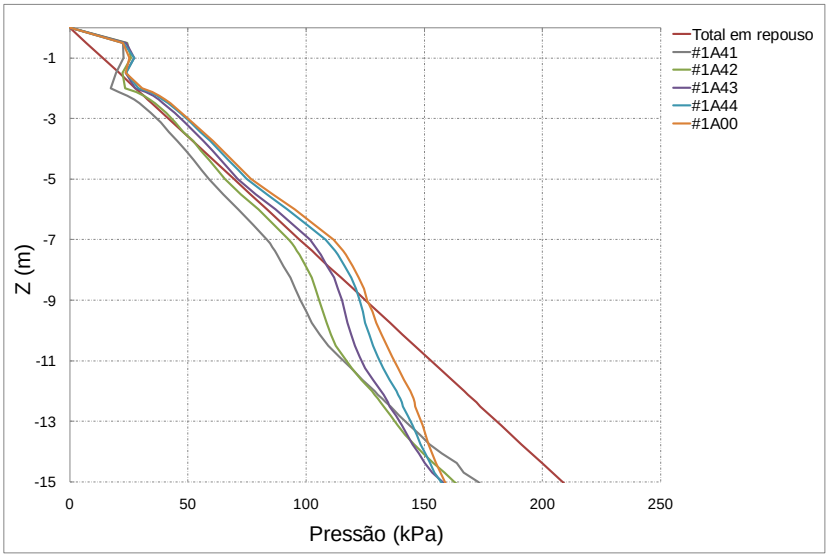


Fig. 4.21 - Influência da profundidade do firme nas pressões das terras sobre a cortina

Para profundidades superiores a 13,0 m este fenómeno deixa de ser relevante e as pressões vão-se mantendo aproximadamente constantes em profundidade. A Fig. 4.22 permite analisar, de uma forma geral, a evolução das pressões das terras em profundidade. Os "picos" de pressões representados na Fig. 4.22 referem-se à mobilização da resistência do firme.

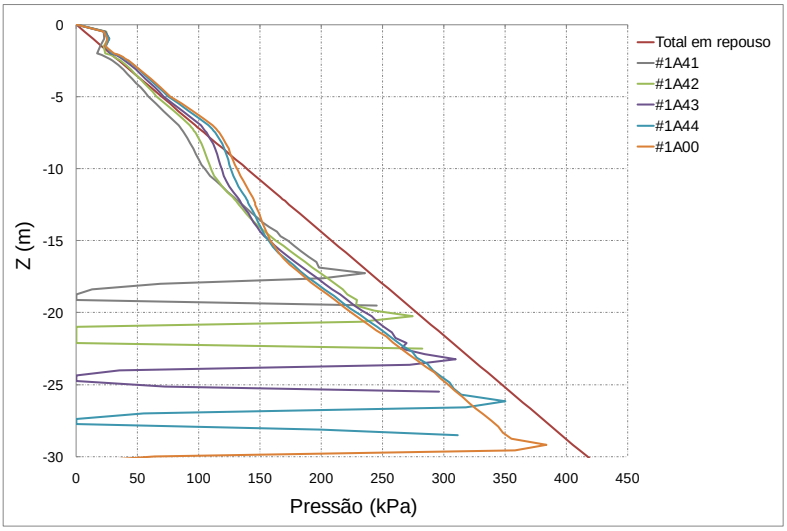


Fig. 4.22 - Influência da profundidade do firme nas pressões das terras sobre a cortina

4.3.4.3. Deslocamentos

Como seria de esperar, o efeito da redução da profundidade máxima do firme no controlo dos deslocamentos é bastante evidente. Dada a grande resistência e baixa deformabilidade da camada designada firme, pode-se considerar que os deslocamentos junto ao pé da cortina são aproximadamente zero. Devido a este facto, a consideração desta camada a uma menor distância da

superfície produz um efeito de escala, reduzindo de forma aproximadamente linear os movimentos horizontais da cortina em direcção à escavação. Este fenómeno encontra-se representado na Fig. 4.23, onde se pode observar, um certo paralelismo entre as curvas correspondentes aos vários cálculos desta subsérie. A maior diferença em relação ao paralelismo identificado entre as curvas faz-se notar entre o cálculo base #1A00 (D/h = 2) e o cálculo #1A44 (D/h = 1,8), o que pode levar a antever que, a partir de uma certa profundidade, a relação D/h comece a perder significado nos deslocamentos horizontais máximos da cortina.

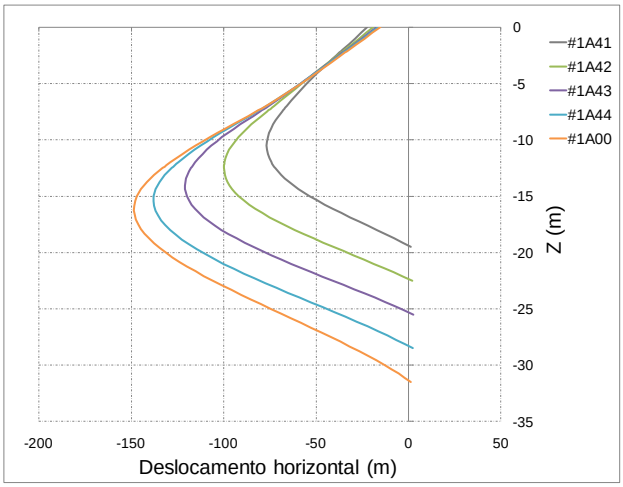


Fig. 4.23 - Influência da profundidade do firme sobre os movimentos horizontais da cortina

Na Fig. 4.24 está representada graficamente a influência da profundidade do firme sobre os deslocamentos horizontais máximos da cortina, quando comparados com as situações de referência. Para um enquadramento e adimensionalização dos resultados optou-se como referência uma relação de D/h igual a 1,6. Pode-se observar que a subsérie #2A4* é aquela que apresenta uma maior variação quando se altera a relação D/h. Por outro lado, a subsérie #1B4* é a que sofre menores oscilações com a variação da profundidade do firme. Curiosamente estas séries correspondem às escavações com características mais distintas, o que leva a concluir que, para escavações executadas em solos de baixa resistência, altura máxima de escavação elevada e sujeitas a pré-esforço, qualquer alteração da profundidade do firme provoca grandes oscilações a nível de momentos flectores máximos na cortina. Por outro lado, para escavações em solos mais resistentes, altura máxima de escavação moderada e sem qualquer pré-esforço a oscilação dos movimentos horizontais na cortina face à alteração da relação D/h é bastante mais razoável.

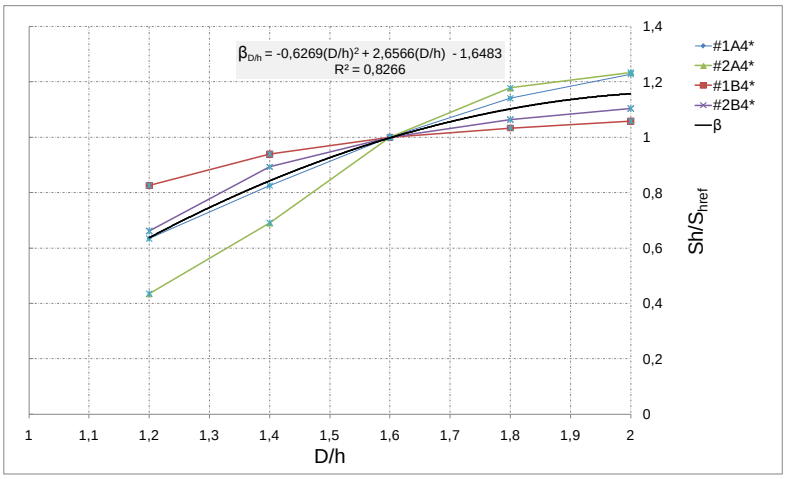


Fig. 4.24 - Influência da profundidade do firme sobre os movimentos horizontais máximos da cortina

4.3.4.4. Momentos flectores

Com o aumento de rigidez da estrutura de suporte, provocado pelo encurtamento da distância ao firme, seria expectável sugerir que, da mesma forma que ocorreram reduções a nível de deslocamentos, ocorressem também reduções no que respeita aos momentos flectores exercidos sobre a cortina.

Contudo, como ilustra a Fig. 4.25, este é um problema bastante mais complexo, não sendo simples prever de maneira exacta a forma como os momentos flectores vão evoluir. Curiosamente, para as subséries #1B4* e #2B4*, ao contrário do que acontecia para os deslocamentos, uma redução da relação D/h provoca um aumento dos momentos flectores máximos na cortina. Fica assim patente que, para solos mais resistentes, os deslocamentos e os momentos flectores máximos, reagem de forma oposta quando a profundidade do firme varia.

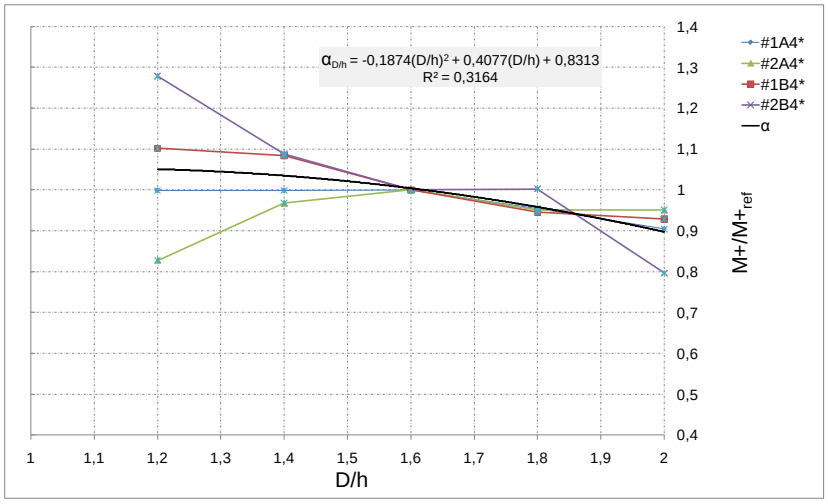


Fig. 4.25 - Influência da profundidade do firme nos momentos flectores máximos da cortina

Com o objectivo de analisar a variação dos momentos flectores, apresenta-se na Fig. 4.26 as curvas dos momentos flectores correspondentes aos vários cálculos da subsérie #1A4*. Em relação aos momentos flectores máximos positivos, fica clara a ideia que o aumento da profundidade do firme, não implica um aumento dos momentos flectores máximos positivos sobre a cortina. É também de

salientar que a diferença entre os valores extremos neste caso, correspondentes às subséries #1A41 e #1A42 (D/h = 1,2 e D/h = 1,4 respectivamente), apenas variam em cerca de 13%. Deste modo, verifica-se então que a alteração da profundidade da camada de alta resistência, não modifica de forma significativa o momento flector máximo positivo exercido sobre a cortina. No que respeita ao momento flector máximo negativo o cenário é bem distinto. Para esta situação, os momentos flectores máximos negativos aumentam de forma aproximadamente linear com o aumento da relação D/h, o que reflecte uma variação de cerca de 100% entre os valores extremos. Note-se que, em todos os casos, o valor máximo do momento flector negativo é atingido sensivelmente a uma distância igual à profundidade do firme. De referir ainda que, em termos absolutos, o momento condicionante é sempre o momento flector positivo, facto que assume elevada importância em termos de pré-dimensionamento.

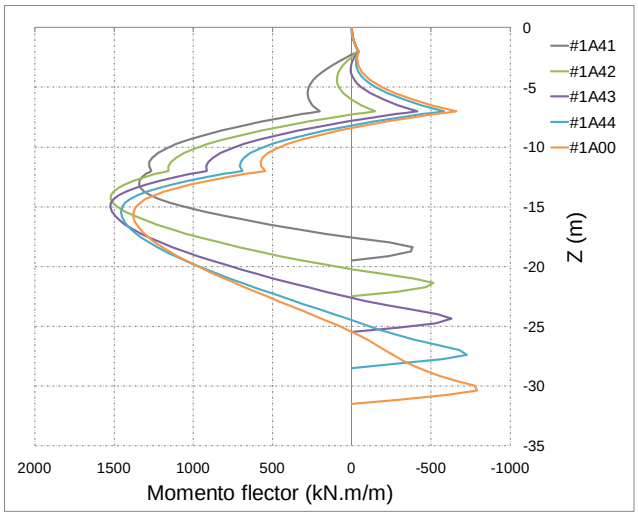


Fig. 4.26 - Influência da profundidade do firme nos momentos flectores da cortina

4.3.5. Influência da deformabilidade do solo

4.3.5.1. Introdução

Nos casos reais a deformabilidade dos solos depende de forma muito expressiva do nível de tensão instalado, ou seja, na maior parte dos casos o módulo de deformabilidade aumenta com a profundidade. Para criar as condições o mais "reais" possíveis, tornou-se necessário introduzir uma nova variável que considerasse o aumento da deformabilidade por metro de profundidade, a variável designada por $E_{increment}$.

Assim sendo, para os exemplos numéricos apresentados, considerou-se que a camafa argilosa com 30,0 m de possança está dividida em duas sub-camadas: uma superior que simula uma camada sobre-consolidada onde se considera a coesão e o módulo de deformabilidade constante, e uma camada inferior, onde se considera que tanto a deformabilidade como a coesão evoluem em profundidade, traduzindo-se no programa de cálculo pelo uso dos parâmetros $E_{increment}$ e $c_{increment}$.

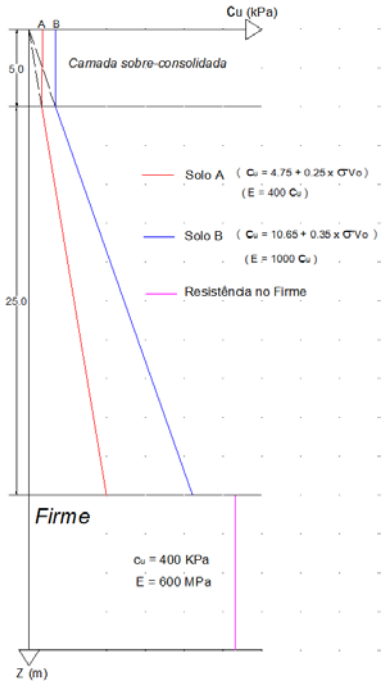


Fig. 4.27 - Características do solo A e solo B

Para o caso das argilas é já possível, em geral, obter amostras indeformadas para ensaios triaxiais em laboratório. Ainda assim, o módulo de deformabilidade parece ser um parâmetro particularmente sensível às perturbações das amostras, muito mais sensível, nomeadamente, que os parâmetros de resistência.

Um processo corrente, particularmente "na escola americana", (Matos Fernandes, M., 1995) consiste em avaliar E_u a partir de correlações com a resistência não drenada, c_u, sendo esta determinada quer em laboratório, quer em ensaios "*in situ*".

A correlação entre o módulo de deformabilidade não drenado e a resistência não drenada é expressa pela equação:

$$E_u = M\, c_u \tag{4.3}$$

em que o parâmetro adimensional M pode ser obtido a partir da Fig. 4.28.

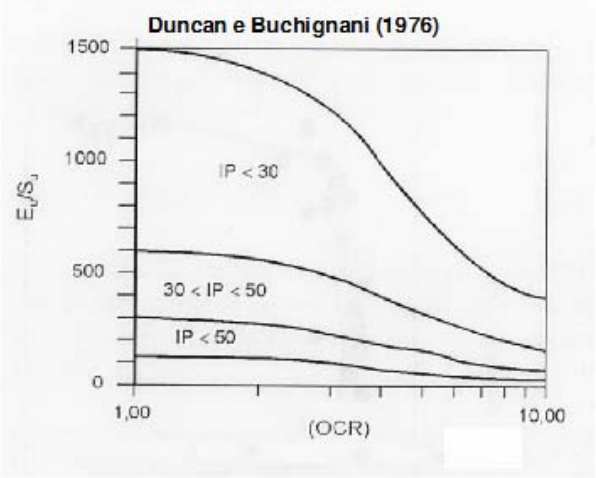


Fig. 4.28 - Factor de proporcionalidade entre E_u e c_u (Duncan, J.M. and Buchignani, A.L., 1976) (CEN, 1999)

O estudo paramétrico da evolução da rigidez do solo em profundidade é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico da evolução da deformabilidade do solo em profundidade

Subsérie	Evolução da deformabilidade em profundidade, M						
	220	320	400	600	800	1000	1200
#1A5*	#1A51	#1A52	#1A00	#1A53	#1A54	#1A55	#1A56
#1B5*	#1B51	#1B52	#1B53	#1B54	#1B55	#1B00	#1B56
#2A5*	#2A51	#2A52	#2A00	#2A53	#2A54	#2A55	#2A56
#2B5*	#2B51	#2B52	#2B53	#2B54	#2B55	#2B00	#2B56

4.3.5.2. Pressões de terras

Como seria de esperar, conforme mostra a Fig. 4.29, as alterações da rigidez do solo, provocadas pelas variações do parâmetro M, acarretam uma significativa alteração no diagrama de pressões sobre a cortina. Note-se que a alteração dá-se fundamentalmente em termos quantitativos, pois a forma do diagrama de pressões para todas as subséries, mantém-se aproximadamente constante em profundidade. É de salientar que, até cerca dos 10,0 m de profundidade, as pressões sobre a cortina são tanto maiores quanto maior o parâmetro M. Para profundidades compreendidas entre os 10,0 m e os 12,5 m as pressões assumem um valor idêntico para todos os cálculos. Para profundidades superiores a 12,5 m, as pressões invertem a tendência inicial, variando agora de forma inversa com o aumento do parâmetro M.

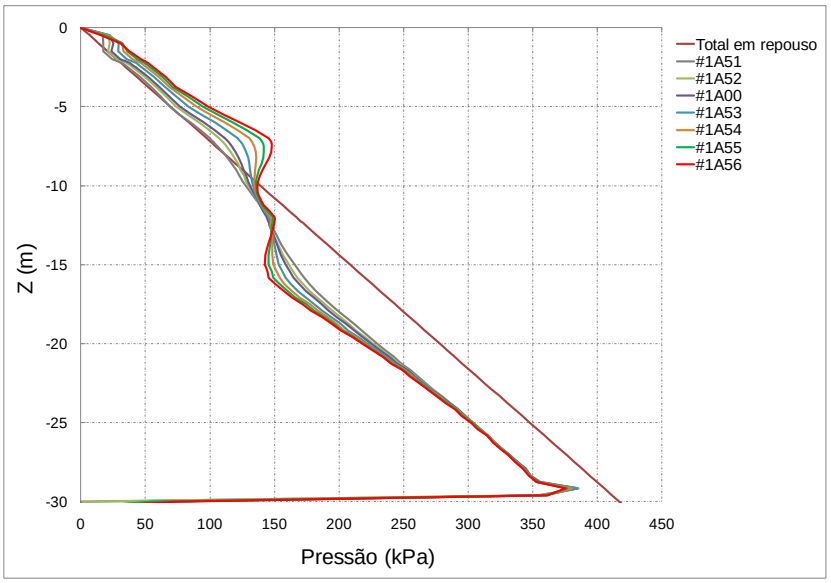


Fig. 4.29 - Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nas pressões de terras sobre a cortina

4.3.5.3. Deslocamentos

A variação do parâmetro M, e consequentemente a variação do módulo de deformabilidade não drenado, traduz uma particularidade muito acentuada nos deslocamentos máximos da cortina. A Fig. 4.30 ilustra a evolução dos deslocamentos horizontais da cortina com o aumento do parâmetro M, para a subsérie 1A5*. É notório que a grande oscilação a nível de deslocamentos da cortina ocorre entre as subséries #1A51 e #1A52, sendo este patamar responsável pela redução em cerca de 45% do deslocamento horizontal máximo total. Por outro lado, para valores mais altos do parâmetro M, a alteração dos mesmos perde expressão, não afectando de forma muito acentuada os movimentos horizontais da cortina.

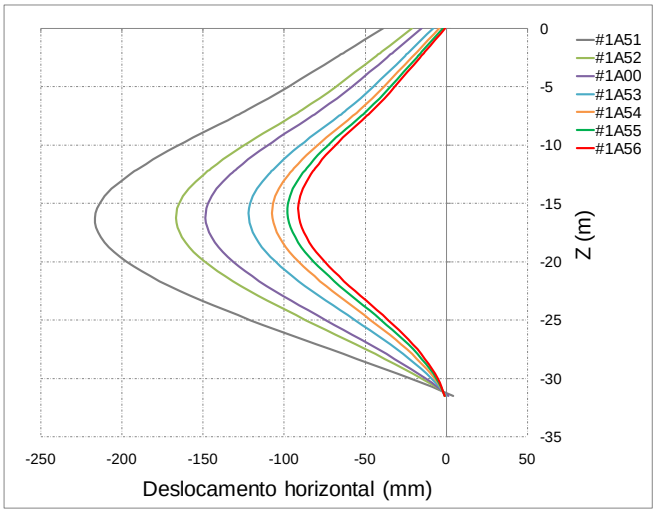


Fig. 4.30 - Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos deslocamentos horizontais da cortina

A Fig. 4.31 permite analisar os deslocamentos máximos das várias subséries de cálculos onde foi estudada a influência da variação da rigidez do solo em profundidade. Tal como aconteceu no caso anterior, também para as restantes subséries, os valores mais baixos do parâmetro M assumem maior protagonismo no controlo dos deslocamentos da cortina. Pela análise da Fig. 4.31, constata-se que, para valores elevados de M, as rectas tendem a ficar cada vez menos inclinadas, expressando uma menor influência do parâmetro M nos deslocamentos. É também relevante assinalar que, para as escavações realizadas no mesmo tipo de solo, agora mudando apenas o parâmetro M, as curvas são praticamente coincidentes, realçando assim a extrema importância da coesão nos movimentos observados.

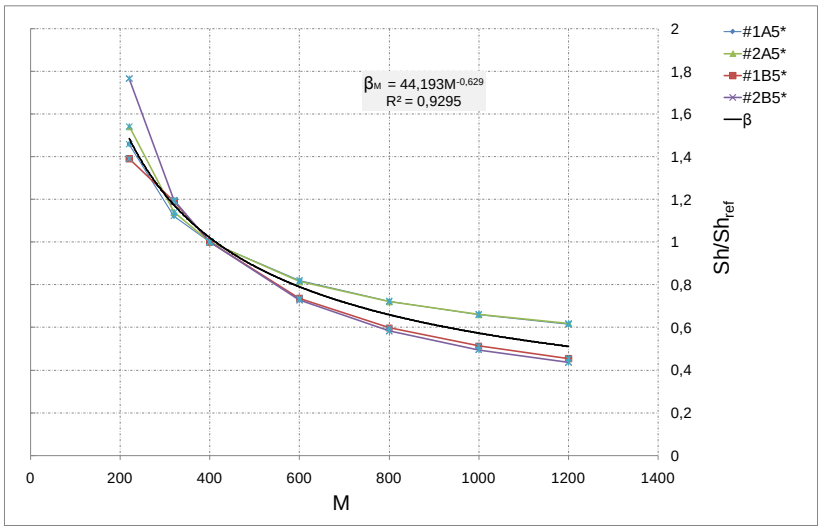


Fig. 4.31 - Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos deslocamentos horizontais máximos da cortina

4.3.5.4. Momentos flectores

A evolução do momento flector máximo na cortina em função do parâmetro M é muito semelhante àquela que ocorre com os deslocamentos. A Fig. 4.32 mostra que, tal como acontecia nos deslocamentos, o aumento do parâmetro M provoca uma diminuição dos momentos flectores máximos na cortina, sendo que esta variação é novamente mais expressiva quando M assume valores mais pequenos.

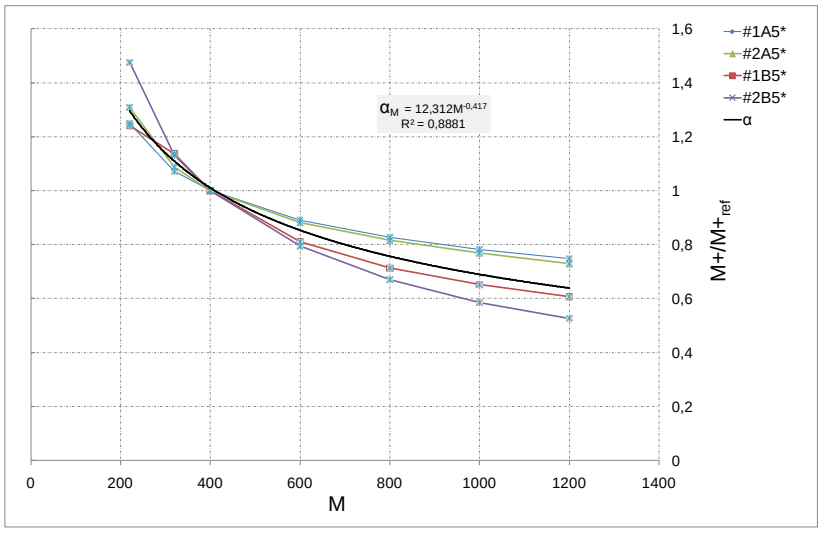


Fig. 4.32 - Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos momentos flectores máximos da cortina

A Fig. 4.33 ilustra o panorama geral do diagrama de momentos para a subsérie 1A5*. É possível verificar que, até à profundidade de 12,5 m, o diagrama de momentos flectores para os diversos cálculos é aproximadamente constante. Para profundidades superiores, começam a subsistir diferenças significativas no valor do momento flector máximo positivo, sendo que, para todos os cálculos, este é atingido ligeiramente abaixo da profundidade máxima da escavação. No que respeita ao momento flector máximo negativo, este não sofre grandes alterações, sendo sempre atingido aos 30,0 m de profundidade.

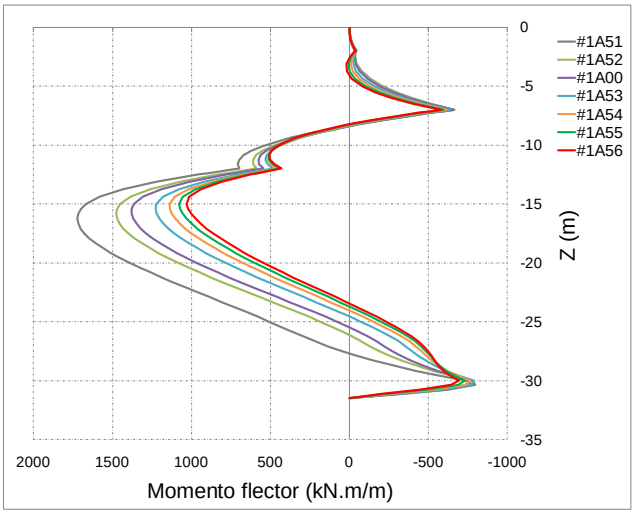


Fig. 4.33 - Influência da evolução da deformabilidade do solo em profundidade nos momentos flectores da cortina

4.3.6. Influência do coeficiente de impulso em repouso do solo

4.3.6.1. Introdução

O coeficiente de impulso em repouso depende essencialmente da história geológica do maciço que, como é óbvio, determina a evolução das tensões por este experimentadas. Não existem, pois, métodos teóricos para a determinação de K_0. A sua avaliação em cada caso é, assim, efectuada por meio de

ensaios, nomeadamente "*in situ*", com base em correlações empíricas com outros parâmetros de mais simples determinação, ou com recurso a valores já estimados para maciços com histórias de tensões semelhantes, quando estas são particularmente simples e bem conhecidas.

O coeficiente de impulso em repouso é o parâmetro que define as tensões horizontais do maciço antes de se iniciar qualquer escavação. Para além deste efeito, o coeficiente de impulso em repouso afecta a rigidez do solo, uma vez que faz variar a tensão de confinamento, que por sua vez é utilizada para calcular a rigidez do solo em cada ponto.

O estudo paramétrico do coeficiente de impulso em repouso do solo é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico do coeficiente de impulso em repouso do solo

Subsérie	Coeficiente de impulso em repouso, K_0				
	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
#1A6*	#1A61	#1A62	#1A00	#1A63	#1A64
#1B6*	#1B61	#1B62	#1B63	#1B64	#1B00
#2A6*	#2A61	#2A62	#2A00	#2A63	#2A64
#2B6*	#2B61	#2B62	#2B63	#2B64	#2B00

4.3.6.2. Pressões de terras

Na Fig. 4.34 representam-se os diagramas de pressões sobre a cortina referentes à subsérie 1A6*. Como se pode observar na Fig. 4.34, os diagramas de pressões das terras sobre a cortina são praticamente coincidentes. Embora o estado de tensão inicial seja distinto de casa para caso, as pressões que as terras exercem sobre a parede no final da construção são praticamente iguais em todos os casos. Fica assim patente que, para uma escavação realizada em solos argilosos moles, solicitados em condições não drenadas, o coeficiente de impulso em repouso não é um parâmetro relevante no controlo das pressões das terras sobre a cortina.

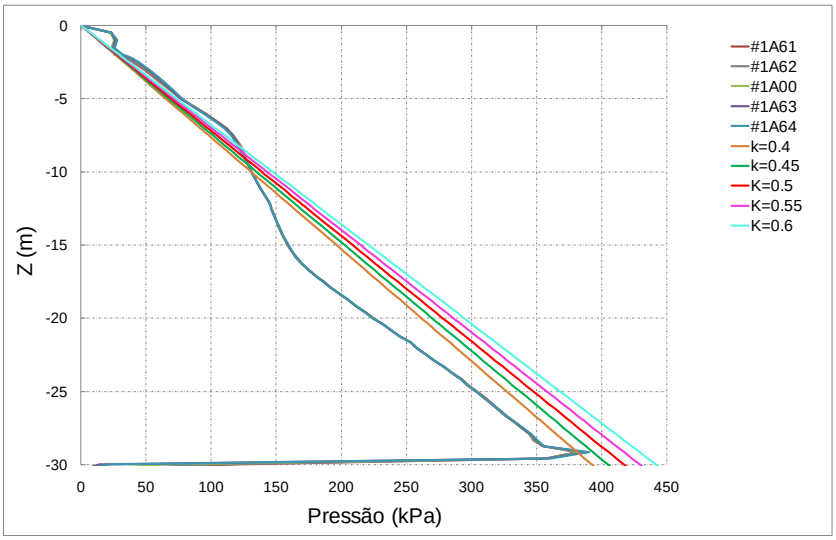


Fig. 4.34 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nas pressões das terras sobre a cortina

4.3.6.3. Deslocamentos

Dado o diagrama de pressões apresentado no exemplo anterior será de prever que, da mesma forma que o coeficiente de impulso em repouso não afecta as pressões das terras sobre a cortina, também não terá um papel predominante na controlo dos deslocamentos. A análise da Fig. 4.35 comprova tal previsão. Verifica-se que com o aumento do coeficiente de impulso em repouso, apenas se verifica uma ligeira diminuição ao nível dos deslocamentos horizontais da cortina, sendo estes aproximadamente constantes entre si. Um factor que pode ajudar a explicar tal ocorrência, consiste na metodologia dos cálculos da rigidez das escoras. Como foi apresentado no capítulo anterior, a rigidez das escoras era calculada mediante a quantidade de impulso a que tinham de resistir, deste modo, um maior coeficiente de impulso em repouso corresponde a um maior impulso de terras sobre a cortina, que, por sua vez, corresponde a uma maior rigidez das escoras. Pode-se assim admitir que, se por um lado, o aumento do coeficiente de impulso em repouso aumenta o impulso e logo os deslocamentos, também pelo outro, o mesmo aumento do coeficiente ao aumentar o impulso tem como consequência um aumento da rigidez das escoras, e logo uma diminuição dos deslocamentos. É o facto de os movimentos horizontais da cortina resultarem da "soma" de ambas as parcelas que ajuda a explicar a pouca afectação que o K_0 teve nesses movimentos.

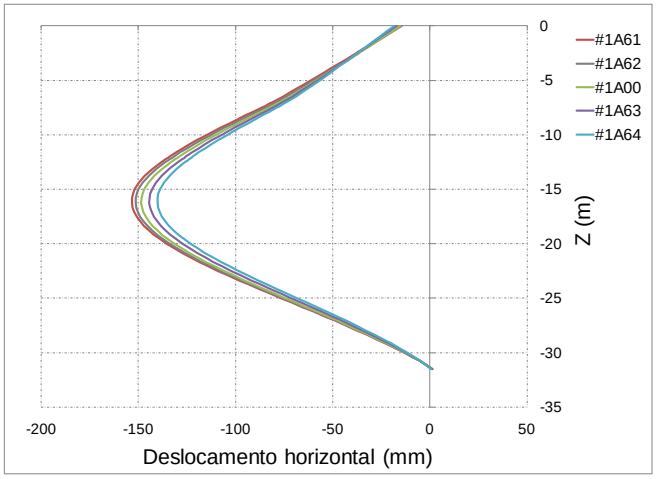


Fig. 4.35 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos horizontais da cortina

A Fig. 4.36 mostra que este efeito se estende às restantes subséries. Embora numa primeira análise possa parecer que o coeficiente de impulso em repouso afecta de forma expressiva as várias subséries, atente-se na escala vertical da Fig. 4.36, verifica-se que é uma escala extraordinariamente reduzida com os extremos a variarem em cerca de 22%. É também possível constatar que, apesar de não ser um parâmetro que afecte de forma muito clara os deslocamentos horizontais da cortina, o seu efeito é mais gravoso quando as escavações são executadas num solo menos resistente. Para a subsérie #1B6* o coeficiente de impulso em repouso de referência (K_0 = 0.5) é aquele para o qual, a cortina sofre o menor deslocamento.

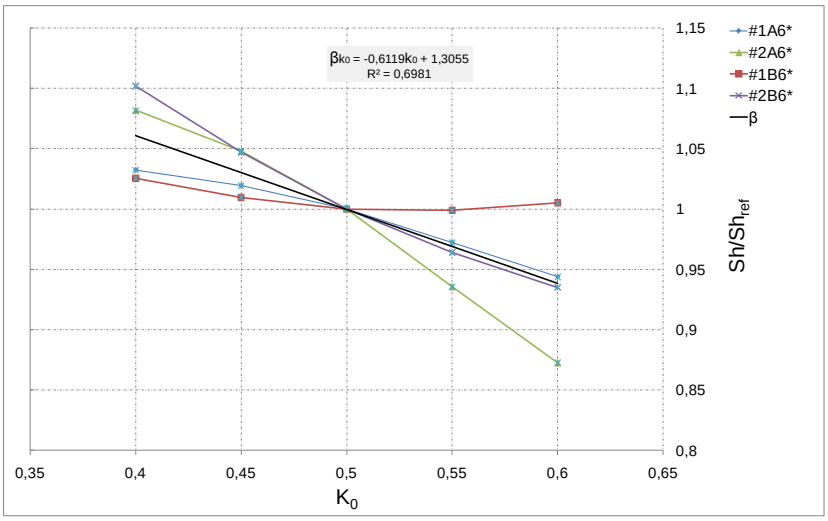


Fig. 4.36 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos horizontais máximos da cortina

4.3.6.4. Momentos flectores

De forma idêntica ao que sucede com os deslocamentos da cortina, a Fig. 4.37 ilustra uma ligeira dependência dos momentos flectores máximos em relação ao coeficiente de impulso em repouso. Note-se que, mais uma vez, a escala vertical da Fig. 4.37 é extraordinariamente reduzida

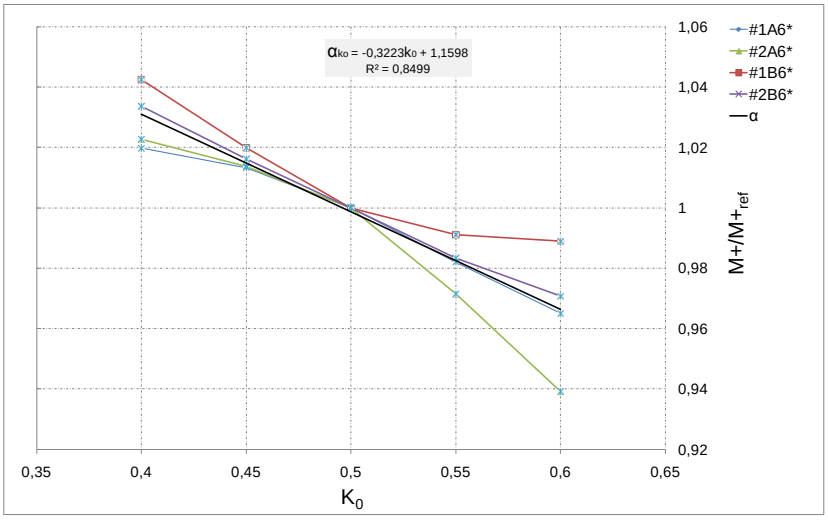


Fig. 4.37 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos momentos flectores máximos da cortina

Observando a Fig. 4.38, onde se representam os diagramas de momentos flectores obtidos nos cálculos da subsérie 1A6*, verifica-se que ao longo de toda a cortina não existem grandes diferenças entre as curvas dos vários cálculos.

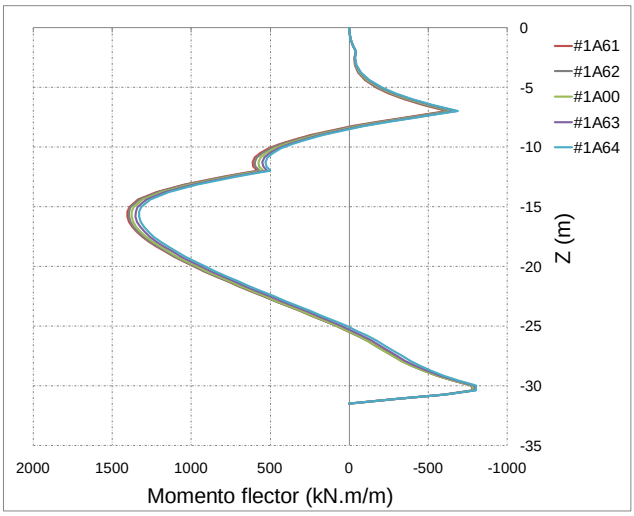


Fig. 4.38 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos momentos flectores da cortina

Convém salientar que, devido à pouca variação que o coeficiente de impulso em repouso produziu, quer nos deslocamentos, quer nos momentos, testou-se um exemplo para o qual o valor do coeficiente em repouso assumiu o valor de 0,8. Se esta alteração produzisse diferenças significativas, o intervalo de variação teria de ser alargado. A Fig. 4.39 e a Fig. 4.40 representam respectivamente, a variação dos deslocamentos horizontais e momentos flectores na cortina para o cálculo #1A64 (K_0 = 0,6) e para cálculo com K_0 = 0,8. Note-se que, em nenhum nos casos se detectaram diferenças significativas, registando-se apenas um ligeiro decréscimo, quer ao nível dos deslocamentos horizontais máximos da cortina, quer no momento flector máximo positivo.

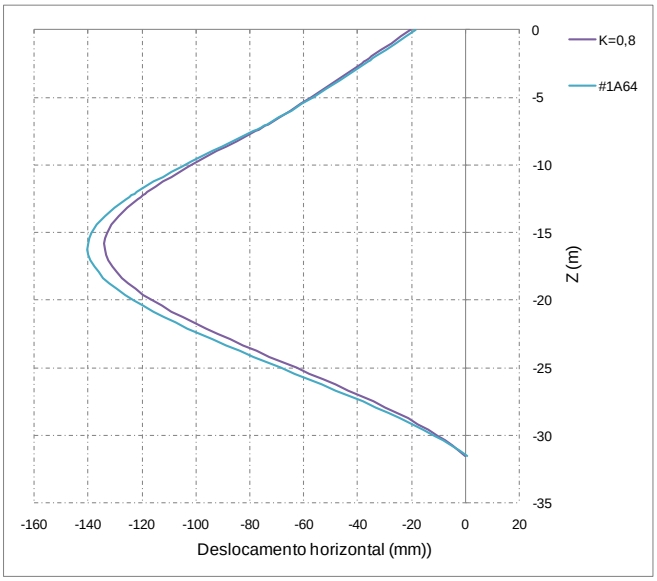


Fig. 4.39 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos deslocamentos horizontais da cortina

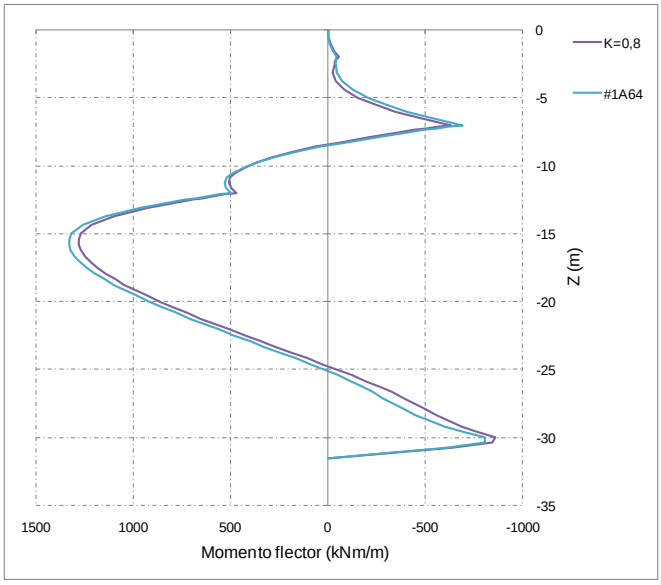


Fig. 4.40 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos momentos flectores da cortina

4.3.7. INFLUÊNCIA DA EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA EM PROFUNDIDADE

4.3.7.1. Introdução

Quando um carregamento é aplicado numa massa de solo saturada, ocorrem variações de tensões totais nas vizinhanças do local de aplicação da carga. Estas variações de tensões totais geram excessos de pressões neutras.

Para solos de alta permeabilidade, como é o caso das areias, a drenagem ocorre rapidamente, dissipando o excesso de pressões neutras quando o carregamento é aplicado. Para solos de baixa permeabilidade, como é o caso de argilas, é comum que quase nenhuma dissipação ocorra durante a aplicação da carga. Esta situação caracteriza uma solicitação não drenada. Em carregamentos não drenados, tudo se passa como se a aplicação da carga fosse instantânea, não havendo variação de volume provocada por drenagem de um elemento genérico da massa do solo.

Em obras de duração relativamente curta, nomeadamente obras de escavação, com drenagem impedida, são obras típicas que caracterizam uma solicitação representada pelas situações não drenadas.

A Fig. 4.41 ilustra a envolvente de Mohr em tensões totais de uma argila.

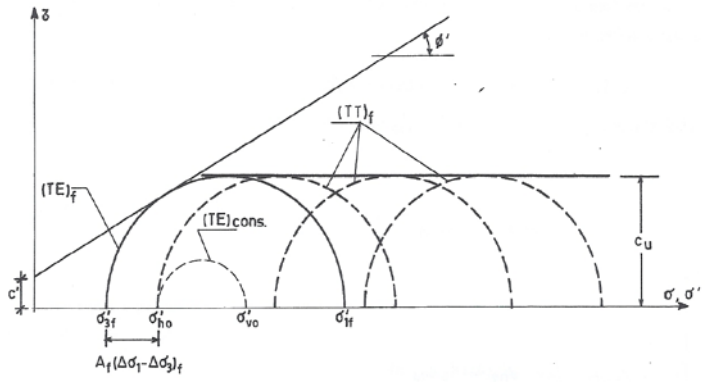


Fig. 4.41 - Envolvente de Mohr em tensões totais de uma argila – resistência não drenada (Matos Fernandes, M., 1995)

Após a análise da Fig. 4.41 é possível verificar que, o crescimento da tensão normal média sob condições não drenadas apenas fará deslocar para a direita as circunferências de Mohr em tensões totais na rotura, sem aumentar o respectivo raio, isto é, a resistência ao corte. Em consequência, a envolvente de Mohr em tensões totais para uma argila submetida a ensaios triaxiais não drenados partindo de um dado estado de tensão efectiva de consolidação é paralela ao eixo das abcissas. Nessas condições, a argila tem um ângulo de atrito nulo, obedecendo ao critério de rotura de Tresca. A máxima tensão de corte mobilizável no solo, q_f, designa-se por resistência não drenada, c_u, parâmetro com uma enorme importância prática nos problemas que envolvem o carregamento não drenado das argilas.

De forma semelhante ao que foi efectuado no estudo da evolução da deformabilidade do solo em profundidade, também aqui se fez evoluir a coesão em profundidade através do parâmetro $c_{increment}$, apenas se mantendo a resistência não drenada constante na camada sobre-consolidada.

O estudo paramétrico referente à resistência não drenada efectiva do solo é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.11.

Quadro 4.11 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico da evolução da resistência não drenada em profundidade

Subsérie	Evolução da resistência não drenada em profundidade, c_u			
	0,25	0,3	0,35	0,4
#1A7*	#1A00	#1A71	#1A72	#1A73
#1B7*	#1B71	#1B72	#1B00	#1B73
#2A7*	#2A00	#2A71	#2A72	#2A73
#2B7*	#2B71	#2B72	#2B00	#2B73

4.3.7.2. Pressões de terras

Na Fig. 4.42 representa-se a influência da variação da resistência não drenada em profundidade do solo nas pressões de terras sobre a cortina para os cálculos da subsérie #1A7*. Sendo as pressões activas função das características resistentes do solo, era expectável que as pressões exercidas sobre a cortina fossem tanto menores, quanto maior a resistência do solo. Verifica-se que os diagramas são muito semelhantes, sofrendo apenas um efeito de escala quando se altera os valores da evolução da resistência não drenada em profundidade.

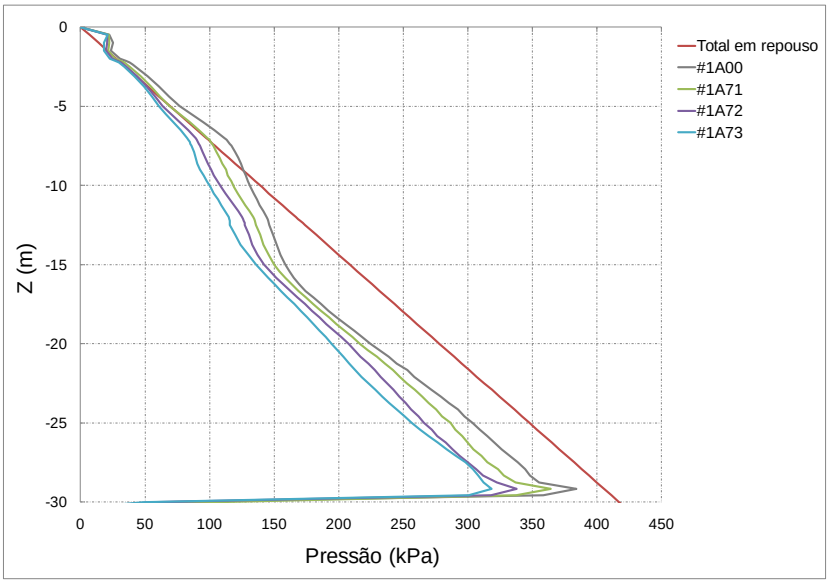


Fig. 4.42 - Influência da evolução da resistência não drenada em profundidade das pressões das terras sobre a cortina

4.3.7.3. Deslocamentos

As alterações verificadas pela variação da coesão efectiva do solo nos diagramas de pressões sobre a cortina deixam antever o seu efeito sobre os deslocamentos, exibidos pela Fig. 4.43, contendo os cálculos referentes à subsérie #1A7*.

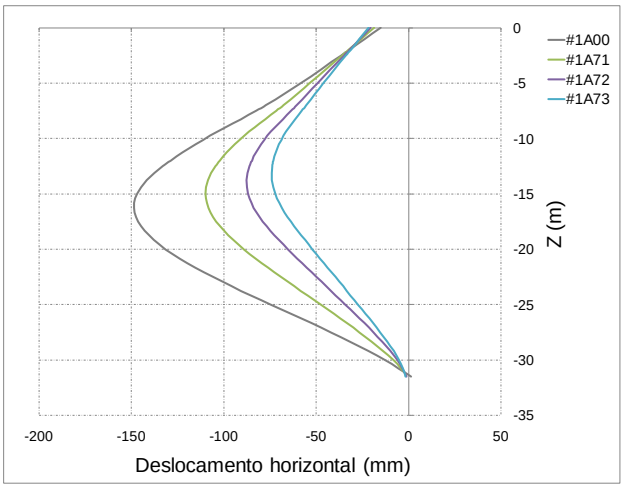


Fig. 4.43 - Influência da evolução da resistência não drenada em profundidade nos deslocamentos horizontais da cortina

Verifica-se que com o aumento da resistência não drenada em profundidade os deslocamentos horizontais da cortina tendem a diminuir, embora tal ocorrência não suceda de forma constante. É possível verificar que o primeiro patamar, que é caracterizado por uma evolução da resistência não drenada em profundidade de 0.25 para 0.3, representa cerca de 50% da redução total dos movimentos horizontais.

Na Fig. 4.44 apresentam-se os deslocamentos horizontais máximos da cortina, obtidos nos vários cálculos efectuados para estudar a influência da evolução da resistência não drenada em profundidade do solo. Conclui-se que este parâmetro afecta de forma semelhante os resultados das várias subséries, proporcionando, à medida que é incrementado, uma franca redução dos deslocamentos horizontais da cortina. Verifica-se também que este efeito é atenuado para valores de resistência não drenada mais altos.

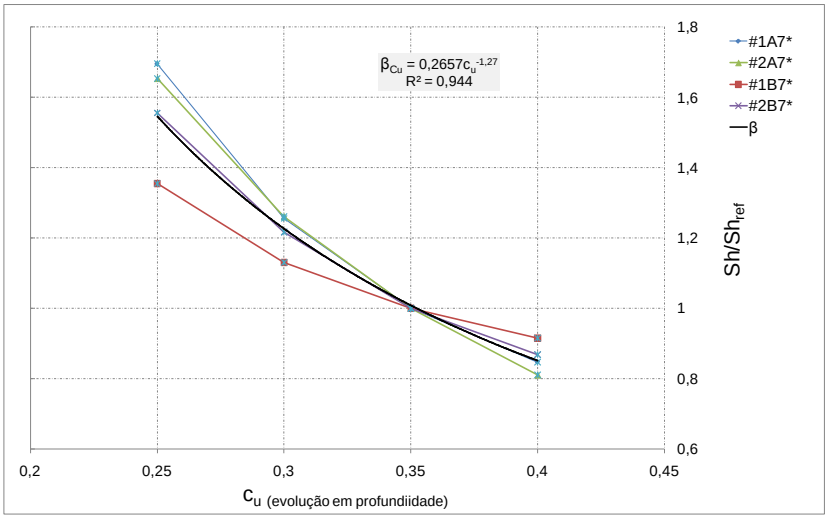


Fig. 4.44 - Influência da evolução da resistência não drenada em profundidade nos deslocamentos horizontais máximos da cortina

4.3.7.4. Momentos flectores

A Fig. 4.45 mostra a evolução dos momentos flectores máximos na cortina ao longo das várias subséries. É possível verificar que, em termos gerais, não diferem de forma significativa dos verificados com os deslocamentos máximos, notando-se ainda uma boa concordância entre os resultados das várias subséries.

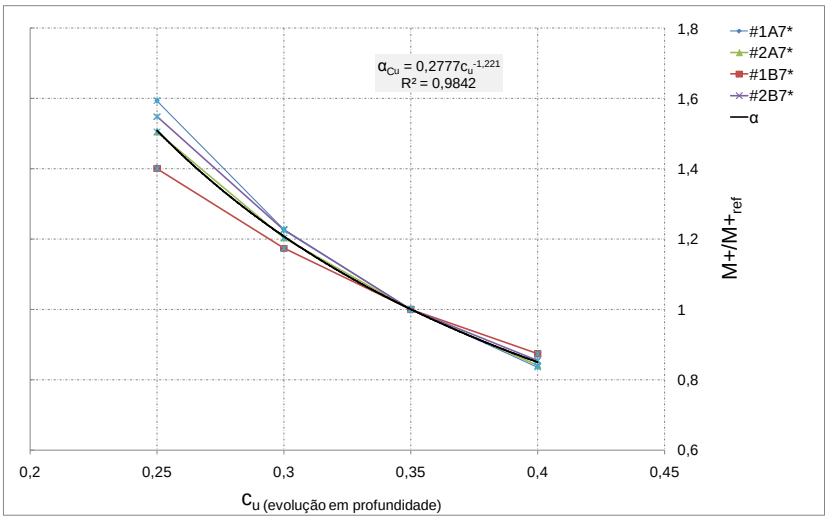


Fig. 4.45 - Influência da evolução da resistência não drenada em profundidade nos momentos flectores máximos da cortina

A Fig. 4.46 permite analisar, com mais algum detalhe, os diagramas de momentos flectores correspondentes aos cálculos da subsérie 1A7*. Verifica-se que, até à profundidade de 12,0 m, a variação da resistência não drenada em profundidade não produz alterações significativas nos momentos máximos positivos na cortina. No entanto, para maiores profundidades, as alterações são já significativas, situando-se os extremos entre 1400 kNm/m e 700 kNm/m. É de notar que, para valores mais baixos da resistência não drenada, o momento máximo positivo é atingido abaixo da profundidade máxima da escavação; já para valores elevados, este sobe, atingindo para estes casos o valor máximo ligeiramente acima da profundidade máxima de escavação. Para os momentos flectores máximos negativos, não se notam grandes diferenças, sendo o seu valor máximo atingido ao nível do encastramento.

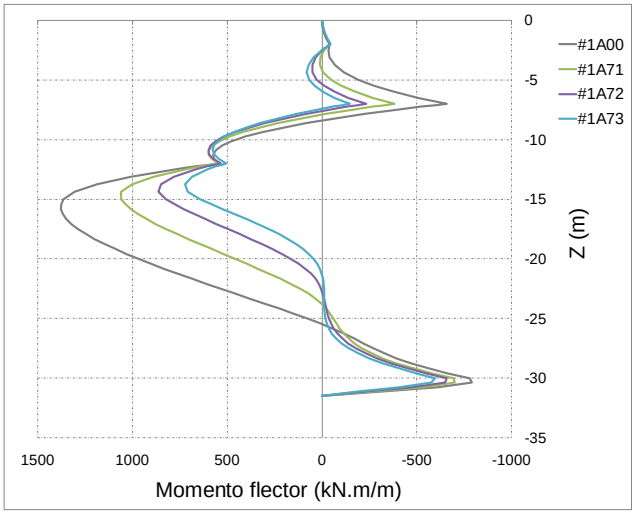


Fig. 4.46 - Influência da evolução da coesão em profundidade nos momentos flectores da cortina

4.3.8. Influência da existência de uma camada superficial de maior resistência

4.3.8.1. Introdução

No ponto anterior estudou-se a importância da evolução da coesão em profundidade para o cálculo dos deslocamentos e momentos flectores máximos na cortina. Pretende-se agora avaliar a importância da existência de uma camada superficial, relativamente pouco espessa, mas de elevado grau de sobre-consolidação.

O estudo paramétrico referente à existência dessa camada é constituído pelas subséries e respectivos cálculos indicados no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 - Subséries e cálculos do estudo paramétrico referentes á existência de uma camada superficial de argila sobre-consolidada

Subsérie	Resistência da camada sobre-consolidada, cu_s				
	15	25	35	45	60
#1A8*	#1A00	#1A81	#1A82	#1A83	#1A84
#1B8*	#1B81	#1B00	#1B82	#1B83	#1B84
#2A8*	#2A00	#2A81	#2A82	#2A83	#2A84
#2B8*	#2B81	#2B00	#2B82	#2B83	#2B84

4.3.8.2. Pressões das terras

Na Fig. 4.47 representa-se a influência da existência de uma camada superficial de maior resistência nas pressões das terras sobre a cortina para os cálculos da subsérie #1ª8*. Através da análise da Fig. 4.47 verifica-se que a maior variação de pressões ocorre até aos 5,0 m de profundidade, correspondendo à espessura da camada que se está a estudar. Note-se também que, até aos 5,0 m, quanto maior foi a resistência da camada, mais elevadas são as pressões exercidas sobre a cortina. A partir dessa profundidade, o fenómeno inverte-se, mas numa clara tendência de uniformização de pressões.

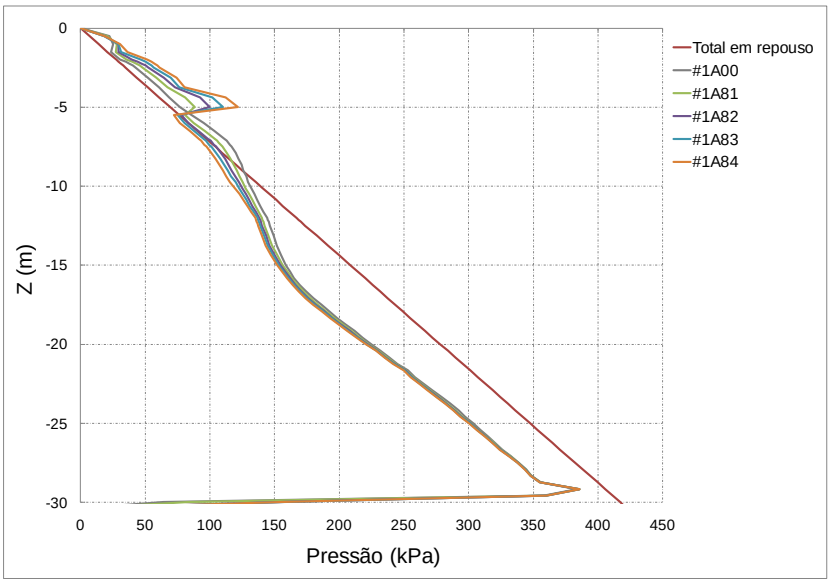


Fig. 4.47 - Influência da existência de uma camada sobre-consolidada nas pressões das terras sobre a cortina

4.3.8.3. Deslocamentos

A existência de uma camada superficial de grande resistência não altera de forma significativa os deslocamentos horizontais da cortina, como comprova a Fig. 4.48. Mesmo comparando os cálculos extremos, #1A00 onde a camada superficial tem um resistência de 15 kPa e o cálculo #1A84 onde a mesma camada possui a resistência de 60 kpa, as diferenças não são muito significativas, sendo o deslocamento horizontal máximo da cortina neste caso cerca de 90% do anterior.

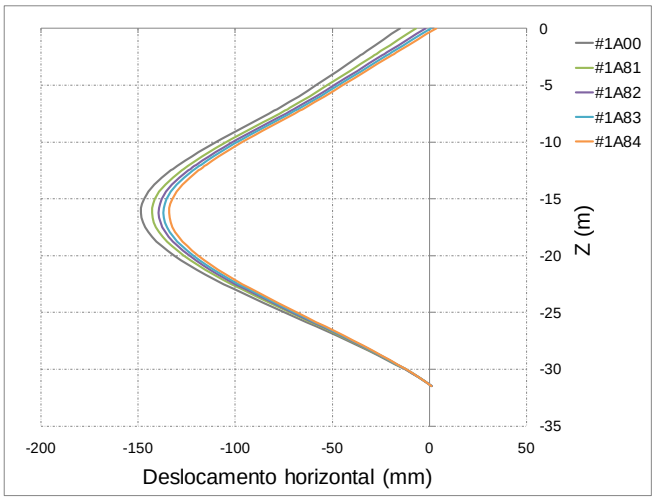


Fig. 4.48 - Influência da existência de uma camada sobre-consolidada nos deslocamentos horizontais da cortina

A Fig. 4.49 mostra que este efeito se estende às restantes subséries. Note-se que, apesar do efeito geral sobre os deslocamentos já ser extremamente pequeno, o seu efeito é ainda mais escasso para as subséries #2A8* e #2B8*, tendo estas como principais características, uma maior profundidade de escavação e um pré-esforço instalado.

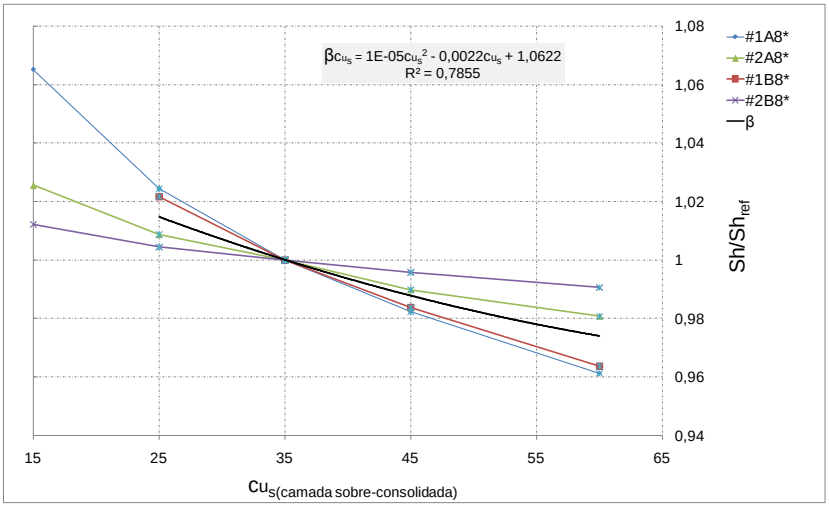


Fig. 4.49 - Influência da existência de uma camada sobre-consolidada nos deslocamentos horizontais máximos da cortina

4.3.8.4. Momentos flectores

De forma idêntica ao que sucede com os deslocamentos horizontais da cortina, a Fig. 4.50 ilustra uma ligeira dependência dos momentos flectores máximos em relação à existência de uma camada superficial de maior resistência. Note-se que, mais uma vez, a escala vertical da figura é extraordinariamente reduzida.

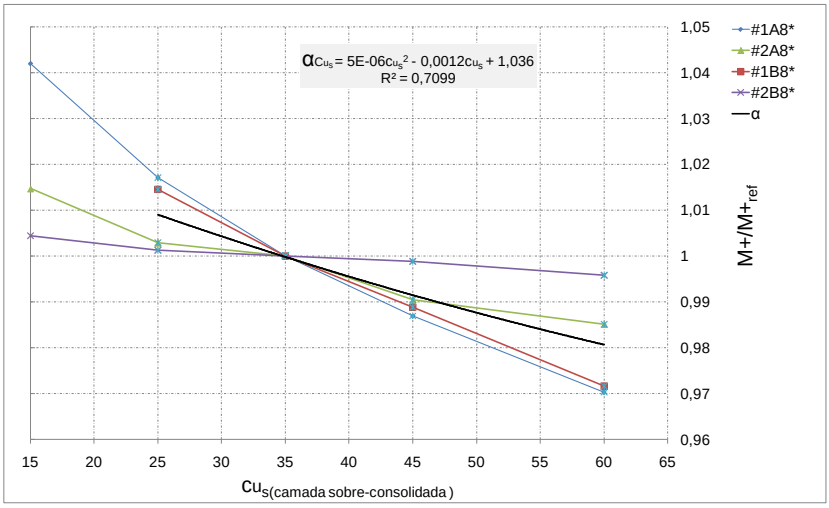


Fig. 4.50 - Influência da existência de uma camada sobre-consolidada nos momentos máximos da cortina

Observando a Fig. 4.51, onde se representam os diagramas de momentos flectores obtidos nos cálculos da subsérie 1A8*, verifica-se que ao longo de toda a cortina não existem grandes diferenças entre as curvas dos vários cálculos.

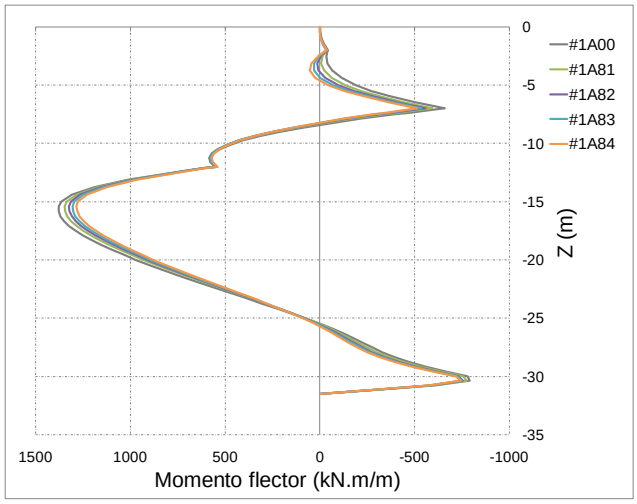


Fig. 4.51 - Influência da existência de uma camada sobre-consolidada nos momentos sobre a cortina

4.3.9. ANÁLISE GLOBAL DOS DESLOCAMENTOS DO MACIÇO SUPORTADO

Na realização do estudo paramétrico apresentado anteriormente, para além do cálculo dos esforços e deslocamentos da cortina, foram também calculados os deslocamentos do maciço suportado. Tendo sido observada uma forte correlação entre os deslocamentos da cortina e os deslocamentos do maciço, decidiu-se por não analisar os efeitos dos vários parâmetros sobre estes últimos.

A Fig. 4.52 ilustra a correlação entre deslocamentos horizontais máximos da cortina com os deslocamentos horizontais máximos da superfície do maciço suportado. Note-se que, apesar de terem sido realizados cálculos baseados numa vasta gama de parâmetros, determinando escavações completamente distintas, os resultados apresentam uma consistência assinalável.

A linha β_h descreve o valor médio da correlação entre as duas variáveis. Esta linha corresponde à melhor aproximação linear ao conjunto dos pontos representados, sendo definida pela expressão:

$$\delta h_{Superfície}^{máx} = 0.46\ \delta h_{Cortina}^{máx} \tag{4.4}$$

a que corresponde o coeficiente de correlação 0.96.

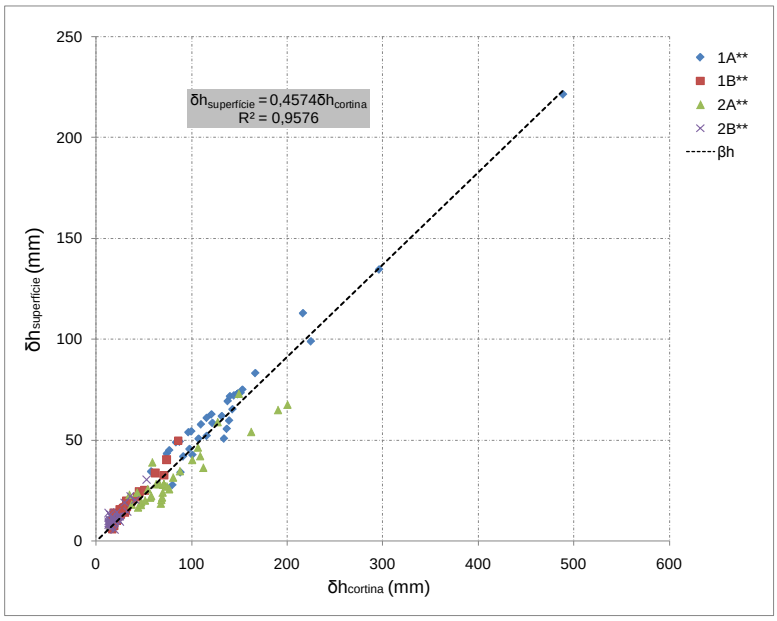


Fig. 4.52 - Deslocamentos horizontais máximos da superfície versus deslocamentos horizontais máximos da cortina

Na Fig. 4.53 apresenta-se a relação entre os deslocamentos verticais máximos da superfície do maciço suportado e os deslocamentos horizontais máximos da cortina. Da mesma forma, a rectaβv, descreve o valor médio da correlação entre as duas variáveis, sendo definida pela expressão:

$$\delta v_{Superfície}^{máx} = 0.79\ \delta h_{Cortina}^{máx} \tag{4.5}$$

a que corresponde um coeficiente de correlação de 0.98.

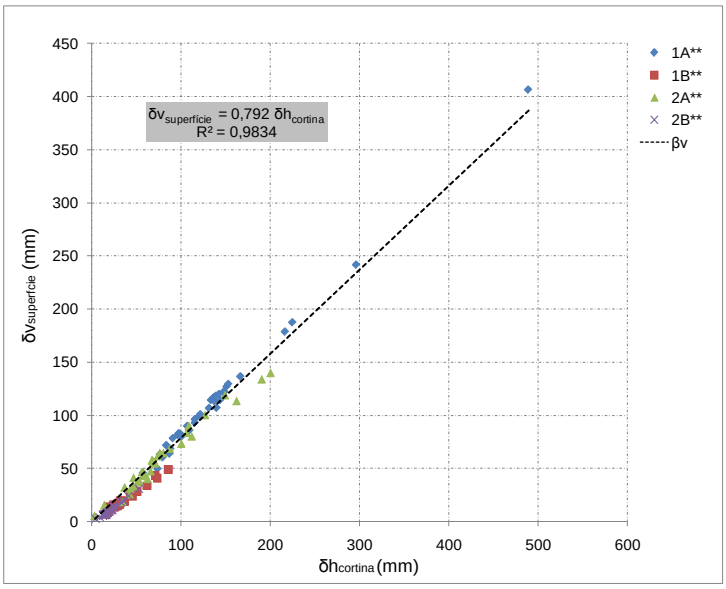


Fig. 4.53 - Deslocamentos verticais máximos da superfície versus deslocamentos horizontais máximos da cortina

A existência de boas correlações entre os deslocamentos máximos à superfície e os deslocamentos horizontais máximos da cortina permite que, em situações de pré-dimensionamento, as equações (4.4) e (4.5) para os estimar.

4.3.10. PRÉ-ESFORÇO NAS ESCORAS

No caso das escavações pré-esforçadas (série 2A** e série 2B**), o valor máximo de pré-esforço instalado no sistema de escoramento encontra-se representado nos Anexos II. Os aspectos relacionados com os valores máximos dos esforços registados em todos os cálculos, ou seja, a forma como estes vão servir de suporte ao modelo de previsão a executar, encontram-se explicados no Capitulo seguinte.

4.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo, através da realização de um estudo paramétrico, estudou-se a influência de uma ampla gama de variáveis que afectam o comportamento de estruturas de contenção escoradas.

Este estudo, permitiu, para além de ajudar a perceber o comportamento deste tipo de estruturas, criar uma base de dados, sobre a qual se estabeleceu o método de pré-dimensionamento, que será apresentado no capítulo seguinte.

5
MÉTODO PROPOSTO

5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como objectivo o desenvolvimento de um método expedito que permita, numa fase de pré-dimensionamento, prever os esforços e deslocamentos máximos da estrutura de suporte e do maciço envolvente. Além da análise pormenorizada de quatro escavações base, efectuada no Capítulo 3, foi estudado no Capítulo 4 a importância de um extenso conjunto de variáveis, por intermédio de um pormenorizado estudo paramétrico. Tratou-se fundamentalmente de fazer variar um conjunto de características essenciais em cada escavação, servindo agora de suporte ao método de pré-dimensionamento aqui apresentado. (Raposo, N.P., 2008)

Embora seja reconhecida a importância da influência conjunta das diversas variáveis, foi efectuada uma análise isolada de cada uma delas. Esta abordagem possibilitou um estudo mais abrangente, evitando um número exagerado de cálculos.

5.2. FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DO MÉTODO PROPOSTO

O principal objectivo do método consiste em prever, de forma expedita, o valor das funções momento flector máximo da cortina e deslocamento horizontal máximo da cortina, conhecendo o valor de todas as variáveis de que dependem essas funções, não sendo necessário recorrer a um software que tenha por base o método dos elementos finitos.

Matematicamente, este problema consiste em determinar o valor de uma função desconhecida, sabendo o valor das variáveis de que depende essa função.

A explicação matemática do modelo proposto, com todo o detalhe, pode ser consultada em (Raposo, N.P., 2008)

5.3. PROCEDIMENTO PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO

Tal como pretendido, a aplicação do método apresentado anteriormente não acarreta grandes dificuldades, sendo necessário apenas seguir os itens que se apresentam de seguida.

- Em primeiro lugar é necessário definir a **escavação objectivo**, ou seja, a escavação que realmente se quer executar. Nesta altura, e com base em toda a informação disponível, torna-se necessário definir o conjunto de parâmetros caracterizadores do maciço, quer em ternos de resistência e deformabilidade, quer em termos de estado de tensão inicial. É também

fundamental nesta fase definir a geometria, a rigidez e o pré-esforço da estrutura de suporte da escavação.

- Seguidamente, de entre todas as escavações calculadas, selecciona-se a designada **escavação de referência**. Esta escavação deverá ser a que mais se aproxima da escavação objectivo, tendo por base, quer as características do maciço envolvente, quer as da própria estrutura de contenção. No capítulo seguinte, aquando da apresentação dos exemplos de aplicação, é indicada uma metodologia que pode ajudar a seleccionar a melhor escavação de referência.
- Calcula-se, para cada uma das variáveis base, os factores correctivos que permitem escalar os resultados da escavação de referência, utilizando para isso as curvas de influência pré-definidas.
- Multiplicam-se os factores correctivos pelos resultados obtidos na escavação de referência, para obter uma previsão do momento flector máximo e do deslocamento horizontal máximo da escavação objectivo.

É possível avaliar a consistência dos resultados, refazendo-se a previsão dos resultados partindo de duas ou mais escavações de referência, desde que as suas características não difiram em demasia das características da escavação a realizar.

5.4. DEFINIÇÃO DA ESCAVAÇÃO OBJECTIVO

Como foi referido anteriormente, para além do conhecimento da geometria da escavação e das características inerentes a todo o sistema de contenção, torna-se fundamental, nesta fase, a caracterização do solo onde vai ser construída a cortina. Para ser possível comparar a cortina a construir com as cortinas estudadas neste trabalho, e deste modo conseguir prever os esforços e deslocamentos máximos, torna-se necessário que o solo seja caracterizado pelo mesmo conjunto de parâmetros.

Dada esta conjuntura surge umas das principais reservas na aplicação do método. Embora alguns dos parâmetros sejam de fácil determinação, existem outros muito mais difíceis de precisar. Tomando como exemplo os parâmetros de rigidez do solo, facilmente se constata que estamos perante um problema, pois a sua determinação com a precisão desejada para o emprego do método, exigiria ensaios que dificilmente estarão disponíveis numa fase de pré-dimensionamento, altura esta onde o método desenvolvido apresenta a sua máxima utilidade. Em qualquer dos casos, alguns pressupostos podem servir como auxiliar valioso na validação de soluções em fase de pré-dimensionamento.

Uma forma de contornar este problema, nos casos onde a informação não tenha a precisão exigida, passa pela estimativa de um perfil de rigidez do solo, através de ensaios simples, como por exemplo o "*vane test*". É um ensaio barato, rápido de executar e permite obter directamente a resistência não drenada do solo.

5.5. PREVISÃO DE MOMENTOS FLECTORES

De acordo com o que já foi referido, terminada a caracterização do perfil geotécnico, geometria e características da estrutura de suporte, é possível aplicar o método desenvolvido e obter uma previsão do momento flector máximo para o qual deverá ser dimensionada a armadura de contenção. Este momento poderá ser determinado através da expressão:

$$M_{máx} = M_{máx}^{ref} cm_{\xi} cm_{\rho_s} cm_h cm_D cm_M cm_{K_0} cm_{Cu} cm_{Cu_s} \tag{5.1}$$

que consiste na multiplicação do momento flector máximo obtido na escavação de referência, pelos factores correctivos relativos às diferentes variáveis envolvidas no problema.

Os factores correctivos dos momentos flectores são obtidos através do quociente entre os factores de influência da escavação objectivo e da escavação de referência, de acordo com a expressão:

$$cm_i = \frac{\alpha_i\ (escavação\ objectivo)}{\alpha_i\ (escavação\ de\ referência)} \tag{5.2}$$

onde a variável i representa um parâmetro genérico e α_i o factor de influência de momentos flectores relativo ao parâmetro i. Os factores de influência são determinados através das expressões apresentadas no capítulo anterior, substituindo o valor do parâmetro em estudo, nas equações de melhor ajuste aos resultados das diferentes subséries. Note-se que, quando um parâmetro é idêntico na escavação objectivo e na escavação de referência, não é necessário recorrer ao cálculo do factor correctivo correspondente, pois este assume o valor unitário.

O Quadro 5.1 contém as equações que permitem calcular os diversos factores de influência nos momentos flectores, tal como indicado no capítulo anterior. O mesmo quadro contém informação acerca do intervalo de variação de cada uma das variáveis e dos respectivos factores de influência.

Com vista à aplicação do método desenvolvido, torna-se essencial saber quais os parâmetros com maior relevância, ou seja, saber quais são aqueles que, quando alterados, produzem maior oscilação no momento flector exercido sobre a cortina.

A definição da importância de cada parâmetro foi efectuada em função do intervalo de variação do factor de influência, sendo este definido pelos valores extremos encontrados no estudo paramétrico. O quociente entre o limite superior e inferior deste intervalo é inscrito na última coluna do Quadro 5.1. Na mesma coluna, encontra-se representada a escala definida para caracterizar a influência de cada parâmetro nos momentos da cortina, variando de A a E, com A para os parâmetros mais importantes e E para os menos relevantes.

Quadro 5.1 - Factores de influência nos momentos flectores máximos da cortina

Factor de Influência	Equação	Intervalo de variação da variável	Intervalo da variação do factor de influência	Grau de importância
α_{ξ} (Índice de pré-esforço)	$\alpha_{\xi} = 0{,}4174\xi^2 - 0{,}7584\xi + 1{,}2725$	0 a 1,2	0,779 a 1,366	D (1,75)
$\alpha_{\rho s}$ (Rigidez da cortina)	$\alpha_{\rho s} = -3E\text{-}06\rho s^2 + 0{,}0039\rho s + 0{,}288$	14,2 a 384	0,206 a 1,410	A (6,84)
α_h (Prof. Escavação)	$\alpha_h = 0{,}0273h^{1,3183}$	10 m a 25 m	0,391 a 2,543	A (6,5)
α_D (Prof. Firme)	$\alpha_{D/h} = -0{,}1874(D/h)^2 + 0{,}4077(D/h) + 0{,}8313$	1,2 a 2	0,796 a 1,278	D (1,61)
α_M (Var. rig. prof.)	$\alpha_M = 12{,}312M^{-0,417}$	220 a 1200	0,527 a 1,475	C (2,8)
α_{K_0} (Coef.imp.Rep.)	$\alpha_{K_0} = -0{,}3223K_0 + 1{,}1598$	0,4 a 0,6	0,939 a 1,042	E (1,11)
α_{c_u} (Var.coesão.prof.)	$\alpha_{c_u} = 0{,}2777c_u^{-1,221}$	0,25 a 0,4	0,836 a 1,594	D (1,91)
$\alpha_{c_{u_s}}$ (Camada.sobre.consol.)	$\alpha_{c_{u_s}} = 5E\text{-}06c_{u_s}^{\ 2} - 0{,}0012c_{u_s} + 1{,}036$	15 kPa a 60 kPa	0,970 a 1,042	E (1,07)

Note-se que, uma análise cuidada do Quadro apresentado, permite uma melhor compreensão do comportamento global de uma estrutura de contenção escorada, nomeadamente no que respeita aos momentos flectores exercidos na cortina. Deste modo, o destaque recai na extrema importância que factores como a rigidez da cortina e profundidade máxima de escavação têm, no que respeita aos momentos flectores máximos exercidos sobre a contenção. No sentido inverso, pode-se concluir que a existência de uma camada superficial de grande resistência praticamente não afecta o valor do momento flector máximo.

5.6. PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS

De forma análoga àquela que foi utilizada para calcular os momentos flectores máximos na cortina, é também possível determinar os deslocamentos horizontais utilizando a expressão:

$$\delta h_{cortina} = \delta h_{cortina}^{ref} cd_{\xi} cd_{\rho_s} cd_h cd_D cd_M cd_{K_0} cd_{Cu} cd_{Cu_s} \tag{5.3}$$

que consiste na multiplicação do deslocamento horizontal máximo da cortina, obtido na escavação de referência, pelos diversos factores correctivos relativos às diferentes variáveis consideradas.

Da mesma forma que nos momentos flectores, os factores correctivos de deslocamentos são obtidos pela expressão:

$$cd_i = \frac{\beta_i\ (escavação\ objectivo)}{\beta_i\ (escavação\ de\ referência)} \tag{5.4}$$

onde a variável i representa um parâmetro genérico e β_i o factor de influência de deslocamentos relativo ao parâmetro i.

O Quadro 5.2 resume as equações dos factores de influência de deslocamentos. No mesmo quadro estão também representados os intervalos de variação de cada uma das variáveis e os respectivos factores de influência.

A definição da importância de cada parâmetro, tal como no caso anterior, foi realizada em função do intervalo de variação do factor de influência, sendo este definido pelos valores extremos encontrados no estudo paramétrico. O quociente entre o limite superior e inferior deste intervalo é inscrito na última coluna do Quadro 5.2. Na mesma coluna, encontra-se representada a escala definida para caracterizar a influência de cada parâmetro nos momentos da cortina, variando de A a E, com A para os parâmetros mais importantes e E para os menos relevantes.

Quadro 5.2 - Factores de influência nos deslocamentos horizontais máximos da cortina

Factor de Influência	Equação	Intervalo de variação da variável	Intervalo da variação do factor de influência	Grau de importância
β_ξ (Índice de pré-esforço)	$\beta_\xi = 1{,}4371e^{-0{,}722\xi}$	0 a 1,2	0,485 a 1,628	C (3,36)
$\beta_{\rho s}$ (Rigidez da cortina)	$\beta_{\rho s} = 3{,}1928\rho s^{-0{,}215}$	14,2 a 384	0,832 a 2,325	D (2,79)
β_h (Prof. Escavação)	$\beta_h = 0{,}0013h^{2{,}4504}$	10 m a 25 m	0,225 a 4,995	A (22,2)
β_D (Prof. Firme)	$\beta_{D/h} = -0{,}6269(D/h)^2 + 2{,}6566(D/h) - 1{,}6483$	1,2 a 2	0,435 a 1,234	D (2,84)
β_M (Var. rig. prof.)	$\beta_M = 44{,}193M^{-0{,}629}$	220 a 1200	0,434 a 1,766	C (4,07)
β_{K_0} (Coef.imp.Rep.)	$\beta_{K_0} = -0{,}6119K_0 + 1{,}3055$	0,4 a 0,6	0,872 a 1,102	E (1,26)
β_{c_u} (Var.coesão.prof.)	$\beta_{c_u} = 0{,}2657c_u^{-1{,}27}$	0,25 a 0,4	0,810 a 1,695	D (2,09)
$\beta_{c_{u_s}}$ (Camada.sobre.consol.)	$\beta_{c_{u_s}} = 1E\text{-}05c_{u_s}^{\ 2} - 0{,}0022c_{u_s} + 1{,}0622$	15 kPa a 60 kPa	0,961 a 1,065	E (1,11)

Como se pode verificar pela análise ao quadro, no que respeita ao deslocamento horizontal máximo da cortina, a profundidade máxima de escavação é um parâmetro fundamental. Note-se que o coeficiente de impulso em repouso e a existência de uma camada superficial de grande resistência, tal como no momento flector máximo, voltam a ser os parâmetros que menos influenciam o deslocamento horizontal da cortina.

Para quantificar os deslocamentos da superfície do terreno optou-se por usar um método ainda mais expedito: a forte correlação entre o deslocamento máximo da cortina e o deslocamento horizontal da superfície do terreno permite que este último possa ser determinado pela equação:

$$\delta h_{Superficie}^{máx} = 0{,}46\ \delta h_{Cortina}^{máx} \tag{5.5}$$

De forma semelhante, a previsão dos deslocamentos verticais máximos da superfície do maciço suportado pode ser realizada usando a seguinte expressão:

$$\delta v_{Superficie}^{máx} = 0{,}79 \delta h_{Cortina}^{máx} \tag{5.6}$$

5.7. VARIAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO NAS ESCORAS

Uma vez que o pré-esforço, ao longo de todo o processo de construção não, varia de forma expressiva, a previsão do pré-esforço máximo nas escoras pode ser realizada, com algumas reservas, assumindo para a escavação objectivo a mesma percentagem obtida na escavação de referência.

O Quadro 5.3 representa a variação do deslocamento máximo, do momento flector máximo e do pré-esforço máximo nas escoras para a subsérie #2B5*. Verifica-se que, para os deslocamentos horizontais máximos da cortina existe uma grande diferença entre os valores extremos, variando entre 13,1 mm e 53,1 mm, ou seja, cerca de 400%. No caso do momento flector máximo positivo, a diferença continua a ser significativa, 699 kNm/m para o menor e 1960 kNm/m para o mais elevado, correspondendo a um aumento de cerca de 280%. Já em relação ao pré-esforço máximo nas escoras, a diferença é menos significativa, registando-se como mínimo o valor de 1361 kN/escora e como máximo 1585 kN/escora que corresponde a uma diferença percentual de 16%.

Quadro 5.3 - Valores máximos de deslocamento horizontal, momento flector positivo e pré-esforço na cortina para a subsérie #2B5*

Cálculo	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$PE_{máx}$
	(kNm/m)	(mm)	(kN/escora)
#2B51	1960,2	53,1	1585
#2B52	1502	35,9	1523
#2B53	1328,7	30	1494
#2B54	1054,7	21,9	1441
#2B55	889,9	17,5	1405
#2B00	778,1	14,9	1378
#2B56	699	13,1	1361

5.8. AUTOMATIZAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO

Torna-se, nesta altura, necessário automatizar o método desenvolvido para que, num cenário de pré-dimensionamento e de forma expedita, se possam testar várias soluções com vista à obtenção de um resultado satisfatório. Desde modo, criou-se uma folha de cálculo em Excel que, após escolhida a escavação de referência e indicadas as características da escavação objectivo, permite efectuar a previsão dos momentos flectores e deslocamentos horizontais da cortina, podendo-se também estimar os deslocamentos máximos da superfície do maciço suportado, bem como o pré-esforço das escoras.

Uma das grandes contrariedades do método reside na dificuldade que este acarreta na escolha de uma escavação de referência similar á escavação objectivo. Quando se refere que a escolha da escavação de referência deverá ser o mais próxima possível da escavação a construir, pretende-se que o conjunto dos factores correctivos seja o mais próximo possível da unidade.

Perante esta dificuldade (Raposo, N.P., 2008) propôs um método que permite efectuar previsões utilizando várias escavações em simultâneo. Esse método tem como vantagem ignorar perturbações locais das funções momento máximo e deslocamento horizontal máximo da cortina e como principal desvantagem as dificuldades que podem surgir quando as escavações de referência são bastante distintas da escavação objectivo.

De maneira a contornar esta adversidade desenvolveu-se um sistema que, de todos cálculos realizados escolhe aquele que, à partida, tem melhores condições para servir como referência. Para tal introduziu-se um conceito que se designa de Factor de Semelhança e pode ser calculado pela expressão:

$$FS = \prod_1^8 Fi \times \partial i \tag{5.7}$$

onde ∂i é o grau de importância atribuído a cada parâmetro e Fi é o factor de semelhança entre eles, podendo este ser obtido pela expressão:

$$Fi = \frac{Parâmetro\ i\ (escavação\ objectivo)}{Parâmetro\ i\ (escavaçaõ\ de\ referência)} \tag{5.8}$$

Para os casos em que Fi assume um valor inferior a um, calcula-se o inverso desse valor, para que, deste modo, o valor mínimo que Fi possa assumir seja o valor unitário.

Terminado este processo, a escavação de referência será aquela que tiver um factor de semelhança mais próximo do valor unitário. É de notar que, devido ao grau de importância ser distinto entre parâmetros, para o cálculo do momento flector máximo ou deslocamento máximo, este sistema indica, para cada caso, qual a melhor escavação de referência a escolher. No capítulo seguinte, será apresentado um exemplo, aplicando apenas o método automático de selecção da escavação de referência.

5.9. VALIDAÇÃO DOS CÁLCULOS EFECTUADOS

Para validar e testar o método de cálculo proposto, usou-se o procedimento automático apresentado no subcapítulo anterior.

Foi utilizado o método proposto para prever os resultados de cada cálculo, considerando como escavações de referência as escavações base de cada série de cálculos.

No Anexo II apresenta-se os quadros onde se comparam os resultados obtidos com o método dos elementos finitos e o método proposto. Nos mesmos quadros é indicada a diferença percentual entre os dois métodos citados.

A diferença entre o valor previsto e o valor calculado foi determinada tendo por base o valor obtido através do cálculo pelo método dos elementos finitos, de acordo com a equação:

$$dif = \frac{vp - vc}{vc} \tag{5.9}$$

onde vp corresponde ao valor previsto e vc ao valor calculado.

Apesar de se terem registado diferenças máximas absolutas muito elevadas, o que é usual, pois em muitos casos a escavação base está longe de ser aquela que serviria como escavação de referência, os valores médios são, 9,8% e 8,1%, para os deslocamentos e momentos respectivamente.

5.10. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo apresentou-se o método de pré-dimensionamento proposto. A explicação da sua formulação matemática, em detalhe, encontra-se explicada em (Raposo, N.P., 2008).

Familiarizou-se o leitor com o conceito de escavação de referência e escavação objectivo apresentando o procedimento para a aplicação do método. Foram ainda apresentados gráficos e equações que mostram o grau de influência de cada uma das variáveis estudadas e que permitem prever esforço e deslocamentos. Explicou-se a automatização do método e o modelo criado para que, de forma automática, seja indicada ao utilizador a melhor escavação de referência.

Foi ainda aplicado o método desenvolvido na verificação dos cálculos efectuados e na determinação do grau de confiança com que se podem efectuar previsões.

Embora se trate de um método expedito de pré-dimensionamento, os resultados obtidos conferem bastante fiabilidade ao utilizador.

6
EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

6.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior foi desenvolvido um modelo de cálculo que tira partido de uma escavação de referência para efectuar uma previsão para uma determinada escavação objectivo. Com o método, tenta-se prever; o momento flector máximo, o deslocamento horizontal máximo da cortina e os deslocamentos da superfície do maciço suportado.

Para esclarecer eventuais dúvidas quanto à forma a utilização do método, foram elaborados alguns exemplos de aplicação.

O primeiro exemplo é muito simples e meramente teórico, tendo como finalidade exemplificar o processo de determinação dos factores de influência e o cálculo dos factores correctivos.

O segundo, ligeiramente mais complexo que o seu antecessor, esclarece o processo da selecção da escavação de referência, quer manual, quer automatizada.

No terceiro exemplo pretende-se simular um caso em que existe uma grande diversidade de parâmetros entre a escavação de referência e a escavação objectivo.

Por fim, no quarto e último exemplo, tenta-se expor algumas limitações no modelo, tentando prever esforços e deslocamentos, numa escavação objectivo completamente distinta de qualquer cálculo efectuado.

6.2. EXEMPLO DE APLICAÇÃO 1

6.2.1. DEFINIÇÃO DA ESCAVAÇÃO

Imagine-se que se quer efectuar uma escavação escorada, designada por #Exemplo 1, que sendo muito semelhante à escavação base #1B12, necessita que o deslocamento máximo da cortina seja ligeiramente menor. Supondo-se que se dispõe de um equipamento de aplicação de pré-esforço que consegue exercer no sistema de escoramento 60% do impulso total em repouso, tenta-se agora prever, de forma expedita, qual será o deslocamento máximo da cortina. O Quadro 6.1 representa as características de ambas as escavações.

Quadro 6.1 - Características da escavação #Exemplo 1 e #1A00

Cálculo	ξ	ρ_s	h(m)	D/h	M	K_0	cu	cu_s (kPa)
#1B12	**0,5**	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#Exemplo 1	**0,6**	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0

6.2.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO PARA PREVISÃO DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS

Neste exemplo simples, a escolha da escavação de referência não suscita muitas dúvidas. A escavação que mais se adequa é a escavação que corresponde ao cálculo #1B12, já que difere apenas quanto à percentagem de pré-esforço aplicado.

Após definidas a escavação de referência e a escavação objectivo, é necessário calcular os factores correctivos. Neste caso concreto, apenas o factor referente ao índice de pré-esforço não tem o valor unitário.

Através da equação apresentada no Quadro 5.2, é possível determinar os coeficientes β_ξ para a escavação de referência (#1B12) e para a escavação objectivo (#Exemplo 1), que valem respectivamente 1,002 e 0,932. O quociente destes dois valores fornece o factor correctivo do deslocamento horizontal máximo da cortina, cujo valor é 0,93. Isto significa que, a escavação objectivo terá um deslocamento horizontal máximo correspondente a 93% do deslocamento horizontal máximo da escavação de referência, ou seja, 20,1 mm.

De forma idêntica, para o momento flector máximo, determina-se através do Quadro 5.1 os coeficientes α_ξ, que valem 1 e 0.970. O quociente entre estes dois valores fornece o factor correctivo do momento flector máximo na cortina e vale 0.97. Isto significa que, a escavação objectivo terá um momento flector máximo correspondente a 97% do momento flector máximo da escavação de referência, ou seja, 285,2 kNm/m.

A Fig. 6.1 ilustra, para o deslocamento horizontal máximo e o momento flector máximo, os resultados obtidos realizando o cálculo da escavação através do método dos elementos finitos. Para o deslocamento horizontal máximo da cortina foi obtido o valor de de 20,28 mm e para o momento flector máximo o valor de 292.76 kNm/m. Fazendo uma análise comparativa com os valores previstos verifica-se apenas ligeiras diferenças, 0,9% para o deslocamento máximo e 2,6% para o momento flector máximo da cortina.

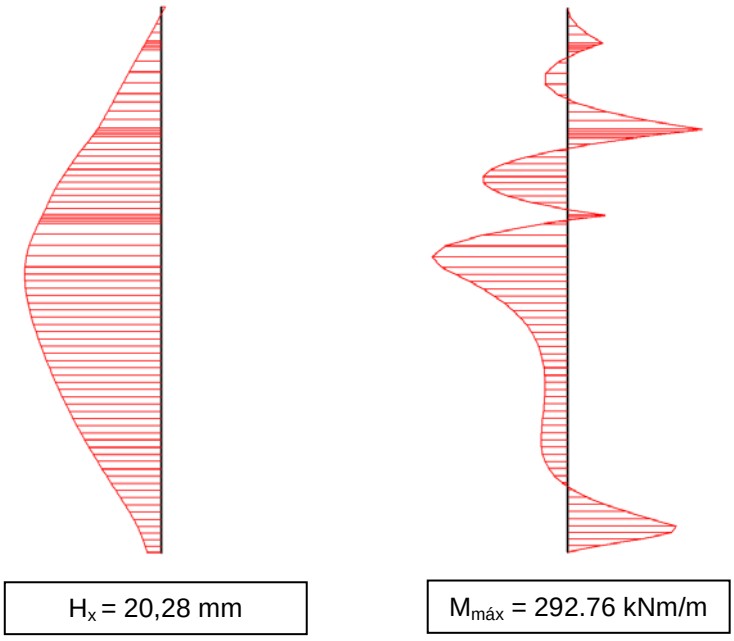


Fig. 6.1 - Deslocamento horizontal máximo e momento flector máximo para a escavação #Exemplo 1

6.3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO 2

6.3.1. DEFINIÇÃO DA ESCAVAÇÃO

Com este exemplo pretende-se simular em escavação que, ao contrário do exemplo anterior, tenha mais que um parâmetro a variar em relação à escavação de referência adoptada. As características da escavação denominada #Exemplo 2 encontram-se representadas no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 - #Exemplo 2 - Características

Cálculo	ξ	ρ_s	h(m)	D/h	M	K_0	cu	cu_s (kPa)
#Exemplo 2	0,5	222,2	25	1,2	800	0,6	0,35	60,0

6.3.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO PARA PREVISÃO DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS

Neste caso, ao contrário do que aconteceu no exemplo anterior, a escolha da escavação de referência pode levantar algumas dúvidas, pois esta deve ser aquela que mais se aproxima da escavação objectivo. É fundamental ter em conta os Quadros 5.1 e 5.2, onde é atribuído um grau de importância a cada um dos parâmetros da escavação, e o Quadro 4.4, onde figuram as escavações base que deram origem às várias séries de cálculos.

O Quadro 6.3 tem como objectivo enquadrar a escavação #Exemplo 2 com as escavações base, de forma a facilitar o método de selecção para aquelas que possam servir como escavações de referência.

Quadro 6.3 - #Exemplo 2 – Comparação com as escavações base

Cálculo	ξ	ρ_s	h(m)	D/h	M	K_0	cu	cu_s (kPa)
#Exemplo 2	0,5	222,2	25	1,2	800	0,6	0,35	60,0
#1A00	0	48	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1B00	0	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#2A00	1	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2B00	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0

Analisando a série 1A** imediatamente se constata que não coincide com a escavação #Exemplo 2 em um único parâmetro pelo que fica imediatamente excluída. Passando para a série #1B00 verifica-se que esta apenas coincide com a escavação pretendida em certos parâmetros ao nível de caracterização do solo. Tendo em atenção o grau de importância atribuído a parâmetros como o índice de pré-esforço, rigidez da cortina e altura máxima de escavação no controlo dos deslocamentos máximos e momento flector máximo, não parece de todo uma escolha equilibrada. As séries #2A00 e #2B00 apenas variam no que diz respeito aos parâmetros geotécnicos. Deste modo, escolhe-se aquela para a qual os parâmetros mais se assemelham à escavação pretendida, ou seja, a série #2B00.

Escolhida a série, resta agora seleccionar os cálculos mais próximos da escavação objectivo (#Exemplo 2). Mais uma vez, e tendo em consideração o grau de importância atribuído a cada parâmetro, optou-se pelos cálculos indicados no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 - #Exemplo 2 – Selecção da escavação de referência

Cálculo	ξ	ρ_s	h(m)	D/h	M	K_0	cu	cu_s (kPa)
#Exemplo 2	0,5	222,2	25	1,2	800	0,6	0,35	60,0
#2B13	**0,5**	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B23	1	**222,2**	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B55	1	113,8	25	1,2	**800**	0,6	0,35	25,0

Note-se que todos os cálculos variam em relação à escavação objectivo em pelo menos três parâmetros. Os parâmetros índice de pré-esforço, rigidez do sistema de suporte e evolução da rigidez do solo em profundidade são aqueles que mais afectam a previsão dos resultados. Deste modo, não foi seleccionado o cálculo #2B84, que, também tendo três parâmetros distintos, todos eles eram de extrema importância para a previsão do deslocamento máximo e do momento flector máximo.

Uma outra forma de encontrar a melhor escavação de referência é utilizar o modelo de selecção criado.

Deste modo, introduziu-se os dados referentes à escavação objectivo e, imediatamente, se obteve os valores do Factor de Semelhança para ambos os casos, para que assim, e de forma simplificada, se possa encontrar qual a melhor escavação de referência. Deste modo, com um factor de semelhança de 24,02 o cálculo #2B23 foi aquele que mais se aproximou da escavação objectivo no que respeita á previsão do momento flector máximo. Por outro lado, com um factor de semelhança de 41,02 o cálculo #2B13 foi o escolhido para servir de referência na previsão dos deslocamentos. Note-se que, para os momentos, os factores de semelhança variam entre 24,02 e 49,45 sendo que para os deslocamentos, a variação situa-se entre 41,02 e 358,8. Fica assim provada a eficácia do modelo e contornadas as grandes contrariedades iniciais, contrariedades estas que se prendiam à dificuldade e ao tempo dispendido na escolha de uma escavação de referência.

No Quadro 6.5 apresenta-se os factores correctivos relativos aos vários parâmetros em estudo. Atendendo a que a previsão pode ser realizada tomando como referência uma das três escavações, no quadro citado são representados três conjuntos de factores correctivos, correspondentes a cada escavação de referência. Na última linha deste quadro está patente o produto dos factores correctivos.

Quadro 6.5 - Factores correctivos para o #Exemplo 2

	#2B13		#2B23		#2B55	
	cm	cd	cm	cd	cm	cd
ξ	1	1	1,071	1,435	1,071	1,435
ρ_s	1,452	0,866	1	1	1,452	0,866
h	1	1	1	1	1	1
D/h	1	1	1	1	1	1
M	1,097	1,151	1,098	1,151	1	1
K_0	1	1	1	1	1	1
Cu	1	1	1	1	1	1
Cu_s	0,968	0,945	0,973	0,953	0,973	0,954
Produto	1,542	0,942	1,144	1,574	1,513	1,185

6.3.3. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

Após o cálculo dos factores correctivos, pode-se efectuar uma previsão, resultando daí os valores inscritos no Quadro 6.6. Numa primeira análise conclui-se que, para este caso, a previsão referente aos momentos flectores máximos foi muito precisa, não variando mais de 3,6% em relação ao valor obtido pelo método dos elementos finitos. No que respeita aos deslocamentos, verifica-se uma discrepância do cálculo #2B13 para os outros dois. Note-se que, sendo o índice de pré-esforço um dos parâmetros envolvidos que mais altera o deslocamento máximo da cortina, e que coincidindo no cálculo #2B13 com a escavação objectivo pode ajudar a explicar a precisão desse resultado. É de salientar que, embora a rigidez do solo em profundidade seja um parâmetro fundamental no controlo dos deslocamentos, o cálculo #2B55 não foi tão preciso, pois a precisão que se ganhou na aproximação deste parâmetro não compensou a que se perdeu em relação ao pré-esforço.

Relembre-se que o método de escolha automática da escavação de referência seleccionou para os deslocamentos o cálculo #2B13, que, sendo entre todos o mais preciso, mostrou ser a escolha mais acertada.

Quadro 6.6 - Resultados do cálculo e da previsão para o #Exemplo 2

	$M_{máx}$	desvio	$\delta h_{cortina}$	desvio
	(kNm/m)	(%)	(mm)	(%)
#2B13	1272,8	3,6	23,8	1,5
#2B23	1275,1	3,4	21,6	10,9
#2B55	1346,8	-2,0	20,7	14,3
Cálculo	1320,0		24,2	

Estes resultados reforçam a ideia que, apesar das potencialidades do método, a escolha da melhor escavação de referência tem um papel muito importante na precisão dos resultados obtidos.

De modo a averiguar a consequência da selecção da escavação de referência, optou-se para este exemplo, tomar como referência uma das escavações base e aferir as diferenças que daí possam advir. Dados os resultados apresentados no quadro anterior, optou-se por efectuar as previsões para a escavação #Exemplo 2 usando como base o cálculo base #2B00. O cálculo #2B00 tem um factor de semelhança de 27,11 para os momentos e 42,57 para os deslocamentos, o que faz dele, uma boa escolha como escavação de referência. Deste modo, para o deslocamento horizontal máximo da cortina obteve-se o valor de 26,17 mm que corresponde a um desvio de 7,5 %, sendo que para o momento flector máximo positivo o valor foi de 1290 correspondendo a um desvio de -2,3 %. Note-se que, a previsão dos momentos manteve o rigor já antes apresentado, ao passo que, a precisão da previsão dos deslocamentos baixou consideravelmente.

6.4. EXEMPLO DE APLICAÇÃO 3

6.4.1. DEFINIÇÃO DA ESCAVAÇÃO

Nos casos apresentados anteriormente, apesar de existirem algumas diferenças no que respeita aos parâmetros estudados, havia sempre uma certa semelhança entre as características da escavação objectivo e da escavação de referência. No presente exemplo, pretende-se simular uma situação em que a escavação de referência e a escavação objectivo diferem em praticamente todos os parâmetros

analisados. As características da escavação denominada #Exemplo 3 encontram-se representadas no Quadro 6.7.

Quadro 6.7 - #Exemplo 3 – Características

Cálculo	ξ	ρ_s	h(m)	D/h	M	K_0	cu	cu_s (kPa)
#Exemplo 3	0,8	76,22	16,5	1,5	900	0,55	0,35	50,0

6.4.2. Aplicação do método para a previsão de esforços e deslocamentos

Para este caso, e dada a grande diversidade de parâmetros em relação a qualquer uma das escavações base, torna-se muito difícil para o utilizador definir uma boa escavação de referência. Deste modo, introduziu-se a escavação objectivo no modelo programado e automaticamente foram seleccionadas as escavações representadas no Quadro 6.8. Pode-se observar que, para o cálculo do deslocamento horizontal máximo da cortina na escavação objectivo o programa seleccionou a escavação #1B13, tendo sido escolhida a escavação #2B32 para o cálculo do momento flector máximo.

Quadro 6.8 - #Exemplo 3 – Selecção da escavação de referência

	Cálculo	ξ	ρ_s	h(m)	D/h	M	K_0	cu	cu_s (kPa)
	#Exemplo 3	0,8	76,22	16,5	1,5	900	0,55	0,35	50,0
$\delta h_{cortina}$	#1B13	0,75	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
$M_{máx}$	#2B32	1	113,8	15	1,2	1000	0,6	0,35	25,0

6.4.3. Análise comparativa dos resultados

O Quadro 6.9 ilustra os resultados dos valores calculados pelo método dos elementos finitos, das previsões feitas pelo modelo criado e ainda o desvio entre ambos. Pode-se observar que, a cada uma das escavações seleccionadas corresponde a melhor previsão para o efeito pretendido. Deste modo, na previsão do momento flector máximo na escavação objectivo obteve-se um desvio de 9,9%, já na previsão do deslocamento horizontal máximo o desvio foi de apenas 1,7%. Dada a grande diversidade de parâmetros entre a escavação objectivo e qualquer uma das escavações de referência, os desvios apresentados são bastante satisfatórios.

Quadro 6.9 - Resultados do cálculo e da previsão para o #Exemplo 3

	$M_{máx}$	desvio	$\delta h_{cortina}$	desvio
	(kNm/m)	(%)	(mm)	(%)
#1B13	495,4	**9,9**	10,6	40,8
#2B32	472,7	14,1	17,6	**1,7**
Cálculo	550,0		17,9	

6.5. Exemplo de aplicação 4

6.5.1. Definição da escavação

Com o presente exemplo, pretende-se não só testar o modelo criado, mas também tentar expor algumas das suas limitações quando aplicado a escavações completamente distintas daquelas que serviram de base á sua formulação. Deste modo, estudou-se uma escavação objectivo em que nenhum

dos parâmetros coincide com qualquer cálculo realizado. De forma a aumentar ainda mais a dissemelhança do exemplo criado, alterou-se o espaçamento horizontal das escoras para 4,0 m. Note-se que, sendo esta uma característica fundamental no controlo dos deslocamentos e momentos flectores, o valor considerado em todos os cálculos efectuados foi de 3,0 m. As características da escavação denominada #Exemplo 4 encontram-se representadas no Quadro 6.10.

Quadro 6.10 - #Exemplo 4 – Características

Cálculo	ξ	ρ_s	h(m)	D/h	M	K_0	cu	cu_s (kPa)
#Exemplo 4	0,85	76,22	18	1,5	700	0,57	0,33	50,0

6.5.2. Aplicação do método para a previsão de esforços e deslocamentos

Para o presente exemplo, e dada a grande diversidade de parâmetros envolvidos, torna-se praticamente impossível de forma "manual", escolher uma eficaz escavação de referência. Sendo assim, e introduzindo as características da escavação objectivo no método automático de selecção, para escavação de referência foi seleccionado o cálculo #2B33 com um Factor de Semelhança de 26,7 (26,7 a 38,1) para os momentos e 49,7 (49,7 até 118,2) para os deslocamentos. É de salientar que, neste caso, e ao contrário dos exemplos anteriores, quer para o cálculo do deslocamento horizontal máximo da cortina, quer para o cálculo do momento flector máximo positivo, a escavação de referência é a mesma. As características da escavação de referência estão indicadas no Quadro 6.11.

Quadro 6.11 - #Exemplo 4 – Selecção da escavação de referência

	Cálculo	ξ	ρ_s	h(m)	D/h	M	K_0	cu	cu_s (kPa)
	#Exemplo 4	0,85	76,22	18	1,5	700	0,57	0,33	50,0
$M_{máx}/\delta h_{corrtina}$	#2B33	1	113,8	20	1,2	1000	0,6	0,35	25,0

6.5.3. Análise comparativa dos resultados

Foi executado o cálculo pelo método dos elementos finitos da contenção que se pretende construir (#Exemplo 4), tendo sido levadas em linha de conta as várias considerações admitidas nos capítulos anteriores. O Quadro 6.12 ilustra os resultados dos valores calculados pelo método dos elementos finitos, das previsões feitas pelo modelo criado e ainda o desvio entre ambos. Analisando os resultados obtidos, verificam-se desvios significativos na previsão dos movimentos do maciço suportado. As diferenças obtidas podem ser explicadas por alguma dispersão apresentada no estudo paramétrico, mas fundamentalmente por um efeito de escala, já que se trata de valores muito reduzidos. Deste modo, se forem analisadas em valores absolutos, verifica-se que as diferenças entre a previsão e o cálculo através do método dos elementos finitos e são inferiores a 3 mm em qualquer conjectura de deslocamentos. Note-se que, embora tenham sido alteradas todas as características inerentes ao estudo paramétrico, e ainda a distância entre escoras (não tendo sido esta objecto de um estudo especifico), os desvios apresentados, numa fase de pré-dimensionamento, podem ser considerados aceitáveis.

Quadro 6.12 - Resultados do cálculo e da previsão para o #Exemplo 4

	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$\delta h_{superfície}$	$\delta v_{superficie}$	$PE_{máx}$
	(kNm/m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/escora)
#2B33	494	15,6	6	9,3	885
Cálculo	405,9	17,3	7,2	12,3	1107
Desvio (%)	17,8	-10,8	-20	-32,2	-25

6.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a realização de inúmeros testes foi possível detectar alguma dispersão geral de resultados em função das escavações base. Deste modo, de forma a minimizar este problema, é aconselhável que, para os factores com grau de importância muito alto, estes sejam sempre o mais próximo possível da escavação objectivo. Tal ocorrência, pode ser explicada, pelas divergências que caracterizaram as escavações tidas como base, nomeadamente ao nível de pré-esforço, resistência não drenada do solo e profundidade máxima de escavação. Sendo assim, e através das expressões encontradas no Capitulo 4, foi possível averiguar que, para certos parâmetros, principalmente nos extremos, houve alguma dificuldade de convergência entra as diferentes subséries, o que tornou essa zonas, especialmente difíceis de prever pelo método apresentado.

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve como principal objectivo, desenvolver um método que, de forma expedita, permita pré-dimensionar cortinas escoradas.

No Capítulo 2, foi feita a apreciação da problemática que geralmente envolve este tipo de estruturas, apresentando alguns exemplos de soluções recentemente empregues.

No Capítulo 3 abordaram-se alguns dos factores mais importantes no comportamento de estruturas de suporte escoradas em solos argilosos de baixa resistência. Para tal, foi apresentada a modelação numérica das escavações que serviram de suporte para o estudo paramétrico efectuado no capítulo seguinte. Ao longo do capítulo foi feita a apreciação global do comportamento típico deste tipo de estruturas, através da análise dos principais resultados. Estas escavações foram fundamentais para que, entre outros factores, fosse possível perceber a importância que uma alteração do tipo de solo produz no comportamento de uma estrutura escorada. Este fenómeno ficou bem evidente na análise dos deslocamentos da cortina e do maciço suportado, assim como na análise da distribuição dos esforços pelos diversos níveis de escoramento.

No Capítulo 4 descreveu-se a realização do estudo paramétrico efectuado. Os cálculos efectuados permitiram avaliar a grande variabilidade do comportamento global do sistema solo-cortina e dos esforços estruturais, em função da alteração das variáveis em estudo. Foi assim possível compreender o grau de importância que cada parâmetro teve, quer ao nível do controlo dos deslocamentos da cortina, quer ao nível dos esforços resultantes. Foram estabelecidas leis de influência para cada parâmetro, que juntamente com os resultados obtidos para cada cálculo, constituíram a base de trabalho para o método proposto no capítulo seguinte. Também neste capítulo, foram evidenciadas fortes correlações entre os deslocamentos do maciço suportado e o deslocamento horizontal máximo da cortina

O Capitulo 5, sendo o mais relevante da dissertação, é aquele onde se apresenta o método de pré-dimensionamento proposto. Após a descrição do método, e encontradas as suas limitações, nomeadamente no que respeita à dificuldade e tempo dispendido na selecção da escavação de referência, apresentou-se e propôs-se o uso de um método de selecção automático. Não obstante dos desvios encontrados na previsão dos esforços e deslocamentos usando cada uma das escavações base, as médias encontradas, permitem assegurar a fiabilidade do método em termos de pré-dimensionamento.

No Capitulo 6 foram apresentados quatro exemplos da utilização do método proposto no capítulo anterior. O primeiro exemplo, sendo muito simples, permitiu ao leitor uma familiarização com o método. Os seguintes realçaram a importância da selecção da escavação da referência e a utilidade que o método de selecção automática pode ter para estes casos. De uma maneira geral, os resultados foram bastante satisfatórios não se registando grandes desvios em relação aos resultados obtidos através do método de elementos finitos.

Embora os resultados obtidos tenham sito bastante satisfatórios interessa acautelar a problemática associada ao coeficiente de impulso em repouso e resistência não drenada do solo em profundidade. No que respeita ao coeficiente de impulso em repouso, a sua pouca influência, quer ao nível dos deslocamentos, quer ao nível dos esforços na cortina, pode ser explicada pela forma como a rigidez do sistema de escoramento e pré-esforço instalado foram considerados, como se explica no Capítulo 4. Torna-se necessário acautelar este factor, caso o coeficiente de impulso em repouso seja considerado independente em relação aos aspectos mencionados. Neste caso, o grau de importância atribuído a este factor, pode subir consideravelmente.

Em relação à resistência não drenada do solo em profundidade, a dificuldade prende-se às expressões inicialmente consideradas. Para o solo A, com a expressão considerada, aos 5,0 m, o valor da resistência não drenada é de 15,0 kPa. Da mesma forma, para o solo B, a resistência não drenada vale 25 kPa. Deste modo, embora a inclinação da recta a partir desse ponto esteja representada no estudo paramétrico da evolução da resistência não drenada em profundidade, o primeiro valor da expressão não está abrangido pelo método. Desta forma, torna-se difícil obter o ponto de arranque da recta aos 5,0 m de profundidade. O problema não se põe para a camada superficial, já que a resistência não drenada da camada de argila sobre-consolidada pode ser introduzida individualmente, pois também ela foi objecto de um estudo paramétrico específico.

Não obstante os bons resultados obtidos pelo método, importa salientar que se trata de um método de extrapolação directo, tendo como base uma série de resultados obtidos. Dito isto, é aconselhável que, para situações particulares, o recurso ao método seja feito com toda a prudência, pois para estes casos, podem ocorrer erros significativos.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Uma das grandes virtudes do método é que, a qualquer altura, podem ser acrescentados parâmetros que se julguem importantes, de forma a aumentar a abrangência do método. Dito isto, alguns aspectos podem ser tomados em consideração de forma a melhorar o método desenvolvido:

- A realização de um estudo com uma maior variabilidade a nível dos parâmetros envolvidos, ou seja, parâmetros como a posição do nível freático, sobrecarga na superfície, espaçamento vertical entre escoras, podem também eles ser incorporados num estudo similar;
- De acordo com o que foi dito anteriormente, efectuar uma análise em que o coeficiente de impulso em repouso possa ser recriado em condições independentes, ou seja, não estar directamente ligado à rigidez das escoras e pré-esforço instalado. Na mesma linha de raciocínio, acrescentar um parâmetro definidor da resistência não drenada aos 5,0 m de profundidade;
- Separar em duas análises distintas, as escavações pré-esforçadas e não pré-esforçadas, pois esta situação leva, geralmente, à divergência entre as leis de influência para os parâmetros em estudo;

BIBLIOGRAFIA

Brinkgreve, R. B. J.; Broere, W.; Waterman, D. - PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. (2D - Version 8). Lisse / Abingdon / Exton (PA) / Tokyo: A. A. Balkema Publishers, 2004.

CEN - Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras Gerais (ENV 1997-1:1994). Instituto Português da Qualidade, 1999.

Clough, G. W.; O' Rourke, T. D. - Geotechnical Special Publication. New York: ASCE, 1990. - Construction Induced Movements of Insitu Walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures.

Costa, A.; Amaral, R.; Cruz, L.; Melo, C.; Catalão, J. - Contenção em "Top-Down" para Execução de 5 Caves num Edíficio na Baixa de Coimbra. *Actas do 12º Congresso Nacional de Geotecnia. Geotecnia e Desenvolvimento Sustentável, 26 a 29 de Abril de 2010, Guimarães*. (2010). p. 1179-1188.

Duncan, J.M.; Buchignani, A.L. - An Engineering Manual for Settlement Studies. 1976.

Fortunato, E. M. C. - Escavações Escoradas em Maciço Argilosos Moles. Uma Contribuição para o seu Dimensionamento. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994. Dissertação de Mestrado.

Goldberg, D. T.; Jaworski, W. E.; Gordon, M. D. - Lateral Support Systems and Underpinning. Washington, D. C.: Federal Highway Administration, Offices of Research & Development,

Long, M. - Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 127. n.º 3 (2001). p. 203-224.

Mana, A. I. - Finite Element Analyses of Deep Excavation Behaviour in Soft Clay. Standford, California: Stanford University, 1978.

Matos Fernandes, M. - Mecânica dos Solos - Volume II. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995. Apontamentos da disciplina de Mecânica dos Solos II.

O' Rourke, T. D. - Ground Movements Caused By Braced Excavations. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 107. (1981). p. 1159-1178.

Ou, C. Y.; Hisieh, P. G.; Chiou, D. C. - Characteristics of Ground Surface Settlement During Excavation. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 30. n.º 5 (1993). p. 758-767.

Pinto, A.; Pita, X.; Teixeira, N.; Rosa, N. - Soluções de Contenção Periférica e Fundações do Edifício Baía em Luanda - Angola. *Actas do 12º Congresso Nacional de Geotecnia. Geotecnia e Desenvolvimento Sustentável, 26 a 29 de Abril de 2010, Guimarães*. (2010). p. 1413-1422.

Portugal, J.; Santo, A.; Portugal, A. - Danos Em Edifícios Induzidos Por Escavações. *Actas do 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. II, Aveiro*. (2004). p. 123-132. .

Raposo, N. P. - Pré-Dimensionamento de Estruturas de Contenção Ancoradas. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. Dissertação de Mestrado.

Rowe, P. - Anchored Sheet Pile Walls. *Proceedings - Institution of Civil Engineers*. Vol. 1. (1952). p. 27-70.

ANEXOS I

ESCAVAÇÕES E RESULTADOS

ANEXOS I – ESCAVAÇÕES E RESULTADOS

Neste anexo apresentam-se as várias escavações calculadas e que constituem a base de dados que foram definidas as várias curvas de influência.

Nos Quadro AI.1 apresentam-se as características das escavações que serviram de suporte a todo o estudo paramétrico realizado.

Quadro AI.1 – Análise paramétrica – escavações base

Cálculo	ξ	ρ_s	h	D/h	M	K_0	Cu	Cu_s
			(m)					(kPa)
#1A00	0	48	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1B00	0	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#2A00	1	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2B00	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0

Nos Quadros seguintes, apresentam-se as principais características de todas es escavações calculadas, assim como os principais resultados obtidos. De forma a facilitar a leitura, os parâmetros em estudo encontram-se a negrito.

Quadro AI.2 – Análise paramétrica – Série #1A** - Características

Cálculo	ξ	ρ_s	h (m)	D/h	M	K_0	Cu	Cu_s (kPa)
#1A00	**0**	48	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A11	**0,25**	48	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A12	**0,5**	48	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A13	**0,75**	48	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A14	**1**	48	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A15	**1,2**	48	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A21	0	**14,2**	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A00	0	**48**	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A22	0	**113,8**	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A23	0	**222,2**	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A24	0	**384**	15	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A31	0	48	**10**	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A00	0	48	**15**	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A32	0	48	**20**	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A33	0	48	**25**	2	400	0,5	0,25	15,0
#1A41	0	48	15	**1,2**	400	0,5	0,25	15,0
#1A42	0	48	15	**1,4**	400	0,5	0,25	15,0
#1A43	0	48	15	**1,6**	400	0,5	0,25	15,0
#1A44	0	48	15	**1,8**	400	0,5	0,25	15,0
#1A00	0	48	15	**2**	400	0,5	0,25	15,0
#1A51	0	48	15	2	**220**	0,5	0,25	15,0
#1A52	0	48	15	2	**320**	0,5	0,25	15,0
#1A00	0	48	15	2	**400**	0,5	0,25	15,0
#1A53	0	48	15	2	**600**	0,5	0,25	15,0
#1A54	0	48	15	2	**800**	0,5	0,25	15,0
#1A55	0	48	15	2	**1000**	0,5	0,25	15,0
#1A56	0	48	15	2	**1200**	0,5	0,25	15,0
#1A61	0	48	15	2	400	**0,4**	0,25	15,0
#1A62	0	48	15	2	400	**0,45**	0,25	15,0
#1A00	0	48	15	2	400	**0,5**	0,25	15,0
#1A63	0	48	15	2	400	**0,55**	0,25	15,0
#1A64	0	48	15	2	400	**0,6**	0,25	15,0
#1A00	0	48	15	2	400	0,5	**0,25**	15,0
#1A71	0	48	15	2	400	0,5	**0,30**	15,0
#1A72	0	48	15	2	400	0,5	**0,35**	15,0
#1A73	0	48	15	2	400	0,5	**0,40**	15,0
#1A00	0	48	15	2	400	0,5	0,25	**15,0**
#1A81	0	48	15	2	400	0,5	0,25	**25,0**
#1A82	0	48	15	2	400	0,5	0,25	**35,0**
#1A83	0	48	15	2	400	0,5	0,25	**45,0**
#1A84	0	48	15	2	400	0,5	0,25	**60,0**

Quadro AI.3 – Análise paramétrica – Série #1A** - Resultados

Cálculo	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$\delta h_{superfície}$	$\delta v_{superfície}$	$Esforço_{máx}$
	(kNm/m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/escora)
#1A00	1380	148,5	72,8	121,63	884,4
#1A11	1269	131,7	61,8	106,63	934,7
#1A12	1174	115,9	52	92,86	990,7
#1A13	1090	101	42,55	79,6	1047,2
#1A14	1037	88,5	33,9	68,27	1116
#1A15	1016,8	80	27,61	60,26	1182
#1A21	725,7	225	98,83	187,24	965,3
#1A00	1380	148,5	72,8	121,63	884,5
#1A22	2043,8	115,9	60,95	96,11	806,6
#1A23	2842,5	96,8	53,81	81,5	722,6
#1A24	3776,4	83,9	48,83	71,72	657,3
#1A31	793,3	57,7	34,36	45,59	330
#1A00	1380	148,5	72,8	121,63	884
#1A32	1973,8	296,4	134,47	241,47	1491
#1A33	2576,8	489	221,26	406,12	2163
#1A41	1342	76,7	44,83	63,04	562,5
#1A42	1521	99,8	54,2	82,16	718
#1A43	1523,9	120,9	62,63	99,27	814
#1A44	1454,8	137,9	69,22	113,1	867
#1A00	1380	148,5	72,8	121,63	884
#1A51	1721,3	216,7	112,79	178,51	916
#1A52	1475,8	166,8	83,1	136,4	894
#1A00	1380	148,5	72,8	121,63	884
#1A53	1227,3	121,9	58,4	100,7	898
#1A54	1138,6	107,4	50,61	89,8	913
#1A55	1077,7	97,9	45,52	82,92	927,2
#1A56	1030	91,3	41,8	78,3	940,2
#1A61	1404,9	153,3	74,89	129,21	876
#1A62	1396,1	151,4	73,26	126,77	879
#1A00	1380	148,5	72,8	121,63	884
#1A63	1353	144,4	72,04	114,2	890
#1A64	1329,5	140,2	71,61	106,8	891
#1A00	1380	148,5	72,8	121,63	884
#1A71	1061,1	109,9	57,68	85,58	718
#1A72	864,2	87,6	49,1	63,72	613,4
#1A73	722,4	74,2	43,22	49,44	543
#1A00	1380	148,5	72,8	121,63	884
#1A81	1345	142,9	65,18	119,75	846
#1A82	1322,3	139,4	59,56	118,16	824
#1A83	1305	136,9	55,49	116,58	810
#1A84	1283	134	50,65	114,22	793,4

Quadro AI.4 – Análise paramétrica – Série #1B** - Características

Cálculo	ξ	ρ_s	h	D/h	M	K_0	Cu	Cu_s
			(m)					(kPa)
#1B00	**0**	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B11	**0,25**	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B12	**0,5**	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B13	**0,75**	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B14	**1**	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B15	**1,2**	48	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B21	0	**14,2**	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B00	0	**48**	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B22	0	**113,8**	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B23	0	**222,2**	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B24	0	**384**	15	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B31	0	48	**10**	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B00	0	48	**15**	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B32	0	48	**20**	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B33	0	48	**25**	2	1000	0,6	0,35	25,0
#1B41	0	48	15	**1,2**	1000	0,6	0,35	25,0
#1B42	0	48	15	**1,4**	1000	0,6	0,35	25,0
#1B43	0	48	15	**1,6**	1000	0,6	0,35	25,0
#1B44	0	48	15	**1,8**	1000	0,6	0,35	25,0
#1B00	0	48	15	**2**	1000	0,6	0,35	25,0
#1B51	0	48	15	2	**220**	0,6	0,35	25,0
#1B52	0	48	15	2	**320**	0,6	0,35	25,0
#1B53	0	48	15	2	**400**	0,6	0,35	25,0
#1B53	0	48	15	2	**600**	0,6	0,35	25,0
#1B54	0	48	15	2	**800**	0,6	0,35	25,0
#1B00	0	48	15	2	**1000**	0,6	0,35	25,0
#1B56	0	48	15	2	**1200**	0,6	0,35	25,0
#1B61	0	48	15	2	1000	**0,4**	0,35	25,0
#1B62	0	48	15	2	1000	**0,45**	0,35	25,0
#1B63	0	48	15	2	1000	**0,5**	0,35	25,0
#1B64	0	48	15	2	1000	**0,55**	0,35	25,0
#1B00	0	48	15	2	1000	**0,6**	0,35	25,0
#1B71	0	48	15	2	1000	0,6	**0,25**	25,0
#1B72	0	48	15	2	1000	0,6	**0,30**	25,0
#1B00	0	48	15	2	1000	0,6	**0,35**	25,0
#1B73	0	48	15	2	1000	0,6	**0,40**	25,0
#1B81	0	48	15	2	1000	0,6	0,35	**15,0**
#1B00	0	48	15	2	1000	0,6	0,35	**25,0**
#1B82	0	48	15	2	1000	0,6	0,35	**35,0**
#1B83	0	48	15	2	1000	0,6	0,35	**45,0**
#1B84	0	48	15	2	1000	0,6	0,35	**60,0**

Quadro AI.5 – Análise paramétrica – Série #1B** - Resultados

Cálculo	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$\delta h_{superfície}$	$\delta v_{superfície}$	$Esforço_{máx}$
	(kNm/m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/escora)
#1B00	381	31,7	19,92	16,35	415
#1B11	310	25,8	13,23	13,56	489
#1B12	294	21,6	10,18	11,6	620,5
#1B13	292	18,7	7,48	9,33	752,6
#1B14	315,5	17	5,8	8,31	888,4
#1B15	353,7	16	8,47	7,07	1003
#1B21	193,7	36,4	18,42	18,58	406,5
#1B00	381	31,7	16,92	16,35	415,4
#1B22	628,9	28,9	16,14	15,38	424,9
#1B23	961	27,1	15,71	14,85	426,5
#1B24	1355,2	25,6	15,43	14,49	421,3
#1B31	280,1	16,6	9,86	8,76	203
#1B00	381	31,7	16,92	16,35	415,4
#1B32	614,2	51	25,14	28,34	656
#1B33	615,1	71,2	32,55	43,3	929
#1B41	451,9	18,6	13,96	13,87	339
#1B42	452,1	24,7	15,49	15,53	376
#1B43	445	28,1	16,29	16,15	393
#1B44	410,3	29,9	16,66	16,24	404
#1B00	381	31,7	16,92	16,35	415,4
#1B51	726,4	85,9	49,74	48,92	554
#1B52	664,9	73,6	40,32	40,57	540,2
#1B53	585,2	61,8	33,66	33,53	512
#1B53	474	45,4	24,5	24	464
#1B54	417,1	36,9	19,8	19,21	434
#1B00	381	31,7	16,92	16,35	415,4
#1B56	354,9	28	14,93	14,46	401
#1B61	401,9	32,3	17,24	19,77	392
#1B62	393,1	31,8	17,07	18,37	393
#1B63	385,5	31,5	16,93	17,35	397
#1B64	382	31,5	16,84	16,69	405
#1B00	381	31,7	16,92	16,35	415,4
#1B71	534	42,9	21,93	25,37	512
#1B72	447,3	35,8	18,75	19,38	450
#1B00	381	31,7	16,92	16,35	415,4
#1B73	333,1	28,9	15,7	14,65	393,3
#1B81					
#1B00	381	31,7	16,92	16,35	415,4
#1B82	375,7	31	15,92	16,15	404
#1B83	371,5	30,5	15,16	16,04	397
#1B84	365	29,9	14,31	15,92	388

Quadro AI.6 – Análise paramétrica – Série #2A** - Características

Cálculo	ξ	ρ_s	h	D/h	M	K_0	Cu	Cu_s
			(m)					(kPa)
#2A11	**0**	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A12	**0,25**	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A13	**0,5**	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A14	**0,75**	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A00	**1**	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A15	**1,2**	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A21	1	**14,2**	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A22	1	**48**	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A00	1	**113,8**	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A23	1	**222,2**	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A24	1	**384**	25	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A31	1	113,8	**10**	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A32	1	113,8	**15**	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A33	1	113,8	**20**	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A00	1	113,8	**25**	1,2	400	0,5	0,25	15,0
#2A00	1	113,8	25	**1,2**	400	0,5	0,25	15,0
#2A41	1	113,8	25	**1,4**	400	0,5	0,25	15,0
#2A42	1	113,8	25	**1,6**	400	0,5	0,25	15,0
#2A43	1	113,8	25	**1,8**	400	0,5	0,25	15,0
#2A44	1	113,8	25	**2**	400	0,5	0,25	15,0
#2A51	1	113,8	25	1,2	**220**	0,5	0,25	15,0
#2A52	1	113,8	25	1,2	**320**	0,5	0,25	15,0
#2A00	1	113,8	25	1,2	**400**	0,5	0,25	15,0
#2A53	1	113,8	25	1,2	**600**	0,5	0,25	15,0
#2A54	1	113,8	25	1,2	**800**	0,5	0,25	15,0
#2A55	1	113,8	25	1,2	**1000**	0,5	0,25	15,0
#2A56	1	113,8	25	1,2	**1200**	0,5	0,25	15,0
#2A61	1	113,8	25	1,2	400	**0,4**	0,25	15,0
#2A62	1	113,8	25	1,2	400	**0,45**	0,25	15,0
#2A00	1	113,8	25	1,2	400	**0,5**	0,25	15,0
#2A63	1	113,8	25	1,2	400	**0,55**	0,25	15,0
#2A64	1	113,8	25	1,2	400	**0,6**	0,25	15,0
#2A00	1	113,8	25	1,2	400	0,5	**0,25**	15,0
#2A71	1	113,8	25	1,2	400	0,5	**0,30**	15,0
#2A72	1	113,8	25	1,2	400	0,5	**0,35**	15,0
#2A73	1	113,8	25	1,2	400	0,5	**0,40**	15,0
#2A00	1	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	**15,0**
#2A81	1	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	**25,0**
#2A82	1	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	**35,0**
#2A83	1	113,8	25	1,2	400	0,5	0,25	**45,0**
#2A84	1	113,8	15	1,2	400	0,5	0,25	**60,0**

Quadro AI.7 – Análise paramétrica – Série #2A** - Resultados

Cálculo	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$\delta h_{superfície}$	$\delta v_{superfície}$	$PE_{máx}$
	(kNm/m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/escora)
#2A11	3928,1	149,1	72,91	118,97	1222
#2A12	3494,5	126,9	58,92	100,28	1340
#2A13	3110,2075	106,2	46,38	83,5	1429
#2A14	2785,71	87,4	34,69	68,67	1505
#2A00	2550,4027	70,5	28,1	55,21	1625
#2A15	2422,7151	58,5	39,02	45,16	1738
#2A21					
#2A22	1863,5056	100,3	40,23	73,29	1682
#2A00	2550,4027	70,5	28,1	55,21	1625
#2A23	3327,8399	56,4	21,64	46,8	1555
#2A24	4103,8576	46,9	19,33	41,23	1578
#2A31	392,56143	3,2	3,81	5,37	543
#2A32	1002,7207	14,2	7,99	15,39	934
#2A33	1786,6257	36,9	18,21	32,07	1258
#2A00	2550,4027	70,5	28,1	55,21	1625
#2A00	2550,4027	70,5	28,1	55,21	1625
#2A41	2982,8813	111,9	36,36	80,16	1960
#2A42	3081,5863	162	54,05	113,51	2290
#2A43	2930,9414	190,1	64,88	133,95	2400
#2A44	2856,6528	200	67,53	140	2405
#2A51	3338,7681	108,6	42,12	90,1	1682
#2A52	2773,5247	80,3	31,53	64,42	1646
#2A00	2550,4027	70,5	28,1	55,21	1625
#2A53	2249,5174	57,4	22,34	42,91	1595
#2A54	2081,5573	50,9	20,2	36,89	1578
#2A55	1961,0528	46,6	18	33,22	1565
#2A56	1859,6658	43,6	16,77	30,9	1552
#2A61	2608,3427	76,2	25,76	64,55	1587
#2A62	2585,4505	73,8	27,11	61,49	1608
#2A00	2550,4027	70,5	28,1	55,21	1625
#2A63	2477,612	65,9	28,35	47,36	1647
#2A64	2395,393	62,5	28,26	40,11	1671
#2A00	2550,4027	70,5	28,1	55,21	1625
#2A71	2039,8093	53,7	25,78	37,48	1558
#2A72	1695,1514	42,6	24,08	25,53	1489
#2A73	1423,9394	34,5	23	18,35	1435
#2A00	2550,4027	70,5	28,1	55,21	1625
#2A81	2520,658	69,3	24,14	56,2	1620
#2A82	2513,5083	68,7	21,69	57,03	1620
#2A83	2489,505	68	20,49	57,42	1613
#2A84	2476,1147	67,4	18,69	57,75	1611

Quadro AI.8 – Análise paramétrica – Série #2B** - Características

Cálculo	ξ	ρ_s	h (m)	D/h	M	K_0	Cu	Cu_s (kPa)
#2B11	**0**	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B12	**0,25**	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B13	**0,5**	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B14	**0,75**	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B00	**1**	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B15	**1,2**	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B21	1	**14,2**	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B22	1	**48**	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B00	1	**113,8**	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B23	1	**222,2**	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B24	1	**384**	25	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B31	1	113,8	**10**	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B32	1	113,8	**15**	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B33	1	113,8	**20**	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B00	1	113,8	**25**	1,2	1000	0,6	0,35	25,0
#2B00	1	113,8	25	**1,2**	1000	0,6	0,35	25,0
#2B41	1	113,8	25	**1,4**	1000	0,6	0,35	25,0
#2B42	1	113,8	25	**1,6**	1000	0,6	0,35	25,0
#2B43	1	113,8	25	**1,8**	1000	0,6	0,35	25,0
#2B44	1	113,8	25	**2**	1000	0,6	0,35	25,0
#2B51	1	113,8	25	1,2	**220**	0,6	0,35	25,0
#2B52	1	113,8	25	1,2	**320**	0,6	0,35	25,0
#2B53	1	113,8	25	1,2	**400**	0,6	0,35	25,0
#2B54	1	113,8	25	1,2	**600**	0,6	0,35	25,0
#2B55	1	113,8	25	1,2	**800**	0,6	0,35	25,0
#2B00	1	113,8	25	1,2	**1000**	0,6	0,35	25,0
#2B56	1	113,8	25	1,2	**1200**	0,6	0,35	25,0
#2B61	1	113,8	25	1,2	1000	**0,4**	0,35	25,0
#2B62	1	113,8	25	1,2	1000	**0,45**	0,35	25,0
#2B63	1	113,8	25	1,2	1000	**0,5**	0,35	25,0
#2B64	1	113,8	25	1,2	1000	**0,55**	0,35	25,0
#2B00	1	113,8	25	1,2	1000	**0,6**	0,35	25,0
#2B71	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	**0,25**	25,0
#2B72	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	**0,30**	25,0
#2B00	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	**0,35**	25,0
#2B73	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	**0,40**	25,0
#2B81	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	**15,0**
#2B00	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	**25,0**
#2B82	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	**35,0**
#2B83	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	**45,0**
#2B84	1	113,8	25	1,2	1000	0,6	0,35	**60,0**

Quadro AI.9 – Análise paramétrica – Série #2B** - Resultados

Cálculo	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$\delta h_{superfície}$	$\delta v_{superfície}$	$PE_{máx}$
	(kNm/m)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/escora)
#2B11	1126,2	41,2	20,36	24,24	921
#2B12	953,4	32,7	14,69	18,08	935
#2B13	824,5	25,3	9,75	13,35	1061
#2B14	777,4	19,2	5,61	9,67	1214
#2B00	778,1	14,9	9,94	6,43	1378
#2B15	831	12,7	13,91	6,31	1520
#2B21					
#2B22	477,5	16,4	11,65	6,18	1368
#2B00	778,1	14,9	9,94	6,43	1378
#2B23	1144,9	13,7	8,76	6,58	1379
#2B24	1563	12,8	7,94	6,64	1372
#2B31					
#2B32	526,2	4,3	4,37	2,33	763
#2B33	677,9	9	6,95	4,03	1107
#2B00	778,1	14,9	9,94	6,43	1378
#2B00	778,1	14,9	9,94	6,43	1378
#2B41	662,2	20	10	9,1	1437
#2B42	608,9	22,5	12,14	11,23	1471
#2B43	610,4	23,9	12,15	13,1	1493
#2B44	484,9	24,8	12,24	14,66	1510
#2B51	1960,2	53,1	30,49	30,6	1585
#2B52	1502	35,9	22,1	19,15	1523
#2B53	1328,7	30	19	15,35	1494
#2B54	1054,7	21,9	14,26	10,34	1441
#2B55	889,9	17,5	11,6	7,86	1405
#2B00	778,1	14,9	9,94	6,43	1378
#2B56	699	13,1	8,78	5,51	1361
#2B61	828	17,5	9,02	8,64	1243
#2B62	814,5	16,6	9,14	7,68	1273
#2B63	801,5	15,9	9,38	7,03	1306
#2B64	788,2	15,3	9,66	6,67	1340
#2B00	778,1	14,9	9,94	6,43	1378
#2B71	1204,7	23,1	10,73	10,59	1498
#2B72	953,8	18,1	10,21	7,79	1428
#2B00	778,1	14,9	9,94	6,43	1378
#2B73	664,7	12,9	9,76	5,69	1352
#2B81	780,5	15	13,07	6,51	1383
#2B00	778,1	14,9	9,94	6,43	1378
#2B82	777,1	14,8	8,31	6,57	1376
#2B83	776,2	14,7	7,19	6,7	1374
#2B84	773,9	14,6	6,28	6,87	1371

ANEXOS II

VALIDAÇÃO DOS CÁLCULOS EFECTUADOS

ANEXOS II – VALIDAÇÃO DOS CÁLCULOS EFECTUADOS

Tal como referido no Capítulo 5, usou-se o procedimento automático para prever os resultados de cada cálculo de forma a prever de forma a validar e testar o método de cálculo proposto. Deste modo, considerou-se como escavações de referência, as escavações base de cada série de cálculos.

Nos Quadros apresentados neste Anexo comparam-se os resultados obtidos com o método dos elementos finitos e o método proposto. Nos mesmos quadros é indicada a diferença percentual entre os dois métodos citados.

A diferença entre o valor previsto e o valor calculado foi determinada tendo por base o valor obtido através do cálculo pelo método dos elementos finitos, de acordo com a equação:

$$dif = \frac{vp - vc}{vc} \qquad \text{(AII.1)}$$

onde vp corresponde ao valor previsto e vc ao valor calculado.

Quadro AII.1 – Análise paramétrica – Série #1A** - Validação dos cálculos efectuados

	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
Cálculo	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)
#1A00	1380	148,5	1380	148,5	0,0	0,0
#1A11	1269	131,7	1203	123,9	-5,2	-5,9
#1A12	1174	115,9	1082	103,5	-7,8	-10,7
#1A13	1090	101	1018,4	85,4	-6,6	-15,4
#1A14	1037	88,5	1010,9	72,1	-2,5	-18,5
#1A15	1016,8	80	1045,5	62,4	2,8	-22,0
#1A21	725,7	225	1010,1	192,9	39,2	-14,3
#1A00	1380	148,5	1380	148,5	0,0	0,0
#1A22	2043,8	115,9	2042	123,3	-0,1	6,4
#1A23	2842,5	96,8	2965,9	106,8	4,3	10,3
#1A24	3776,4	83,9	3958,4	94,9	4,8	13,1
#1A31	793,3	57,7	808,6	55	1,9	-4,7
#1A00	1380	148,5	1380	148,5	0,0	0,0
#1A32	1973,8	296,4	2016,4	300,5	2,2	1,4
#1A33	2576,8	489	2706	519,2	5,0	6,2
#1A41	1342	76,7	1616	81,7	20,4	6,5
#1A42	1521	99,8	1591,8	108,1	4,7	8,3
#1A43	1523,9	120,9	1544,2	127,9	1,3	5,8
#1A44	1454,8	137,9	1473,6	141,4	1,3	2,5
#1A00	1380	148,5	1380	148,5	0,0	0,0
#1A51	1721,3	216,7	1842,5	229,6	7,0	6,0
#1A52	1475,8	166,8	1514,5	170,8	2,6	2,4
#1A00	1380	148,5	1380	148,5	0,0	0,0
#1A53	1227,3	121,9	1165,3	115,1	-5,1	-5,6
#1A54	1138,6	107,4	1033	96	-9,3	-10,6
#1A55	1077,7	97,9	941	83,4	-12,7	-14,8
#1A56	1030	91,3	872,8	74,4	-15,3	-18,5
#1A61	1404,9	153,3	1424,5	157,6	1,4	2,8
#1A62	1396,1	151,4	1406,7	153,9	0,8	1,7
#1A00	1380	148,5	1380	148,5	0,0	0,0
#1A63	1353	144,4	1357,7	143,9	0,3	-0,3
#1A64	1329,5	140,2	1355,4	139,4	1,9	-0,6
#1A70	1380	148,5	1380	148,5	0,0	0,0
#1A71	1061,1	109,9	1104,6	117,8	4,1	7,2
#1A72	864,2	87,6	915,1	96,9	5,9	10,6
#1A73	722,4	74,2	777,4	81,8	7,6	10,2
#1A00	1380	148,5	1380	148,5	0,0	0,0
#1A81	1345	142,9	1366,5	145,9	1,6	2,1
#1A82	1322,3	139,4	1354,3	143,6	2,4	3,0
#1A83	1305	136,9	1343,4	141,6	2,9	3,4
#1A84	1283	134	1329,7	139,1	3,6	3,8

Quadro AII.2 – Análise paramétrica – Série #1B** - Validação dos cálculos efectuados

	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
Cálculo	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)
#1B00	381	31,7	381	31,7	0,0	0,0
#1B11	310	25,8	332,1	26,4	7,1	2,3
#1B12	294	21,6	299	22,1	1,7	2,3
#1B13	292	18,7	281,2	18,4	-3,7	-1,6
#1B14	315,5	17	279,1	15,4	-11,5	-9,4
#1B15	353,7	16	288,6	13,3	-18,4	-16,9
#1B21	193,7	36,4	278,8	41,2	43,9	13,2
#1B00	381	31,7	381	31,7	0,0	0,0
#1B22	628,9	28,9	563,8	26,3	-10,4	-9,0
#1B23	961	27,1	818,9	22,8	-14,8	-15,9
#1B24	1355,2	25,6	1092,9	20,3	-19,4	-20,7
#1B31	280,1	16,6	223,2	11,73	-20,3	-29,3
#1B00	381	31,7	381	31,7	0,0	0,0
#1B32	614,2	51	556,7	64,15	-9,4	25,8
#1B33	615,1	71,2	747,1	110,8	21,5	55,6
#1B41	451,9	18,6	446	17,5	-1,3	-5,9
#1B42	452,1	24,7	439,5	23,1	-2,8	-6,5
#1B43	445	28,1	427	27,3	-4,0	-2,8
#1B44	410,3	29,9	406,8	30,1	-0,9	0,7
#1A00	381	31,7	381	31,7	0,0	0,0
#1B51	726,4	85,9	716,4	82,16	-1,4	-4,4
#1B52	664,9	73,6	612,8	64,9	-7,8	-11,8
#1B53	585,2	61,8	558,3	56,4	-4,6	-8,7
#1B53	474	45,4	471,4	43,7	-0,5	-3,7
#1B54	417,1	36,9	418	36,5	0,2	-1,1
#1B00	381	31,7	381	31,7	0,0	0,0
#1B56	354,9	28	353,1	28,1	-0,5	0,4
#1B61	401,9	32,3	406,4	35,8	1,1	10,8
#1B62	393,1	31,8	400	34,8	1,8	9,4
#1B63	385,5	31,5	393,7	33,7	2,1	7,0
#1B64	382	31,5	387	32,7	1,3	3,8
#1B00	381	31,7	381	31,7	0,0	0,0
#1B71	534	42,9	574,5	48,6	7,6	13,3
#1B72	447,3	35,8	460	38,5	2,8	7,5
#1B00	381	31,7	381	31,7	0,0	0,0
#1B73	333,1	28,9	323,7	26,7	-2,8	-7,6
#1B81						
#1B00	381	31,7	381	31,7	0,0	0,0
#1B82	375,7	31	377,6	31,2	0,5	0,6
#1B83	371,5	30,5	374,6	30,7	0,8	0,7
#1B84	365	29,9	370,7	30,2	1,6	1,0

Quadro AII.3 – Análise paramétrica – Série #2A** - Validação dos cálculos efectuados

	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
Cálculo	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)
#2A11	3928,1	149,1	3481,5	145,1	-11,4	-2,7
#2A12	3494,5	126,9	3035,1	121,1	-13,1	-4,6
#2A13	3110,2	106,2	2731,0	101,1	-12,2	-4,8
#2A14	2785,7	87,4	2569,5	84,4	-7,8	-3,4
#2A00	2550,4	70,5	2550,4	70,5	0,0	0,0
#2A15	2422,7	58,5	2637,7	61,0	8,9	4,3
#2A21						
#2A22	1863,5	100,3	1723,5	84,8	-7,5	-15,4
#2A00	2550,4	70,5	2550,4	70,5	0,0	0,0
#2A23	3327,8	56,4	3704,2	61,0	11,3	8,2
#2A24	4103,9	46,9	4943,6	54,3	20,5	15,7
#2A31	392,6	3,2	762,1	7,5	94,1	133,2
#2A32	1002,7	14,2	1300,6	20,2	29,7	41,9
#2A33	1786,6	36,9	1900,4	40,8	6,4	10,5
#2A00	2550,4	70,5	2550,4	70,5	0,0	0,0
#2A00	2550,4	70,5	2550,4	70,5	0,0	0,0
#2A41	2982,9	111,9	2511,8	93,2	-15,8	-16,7
#2A42	3081,6	162,0	2436,8	110,3	-20,9	-31,9
#2A43	2930,9	190,1	2325,4	122,0	-20,7	-35,8
#2A44	2856,7	200,0	2177,6	128,0	-23,8	-36,0
#2A51	3338,8	108,6	3272,5	102,6	-2,0	-5,5
#2A52	2773,5	80,3	2799,1	81,1	0,9	1,0
#2A00	2550,4	70,5	2550,4	70,5	0,0	0,0
#2A53	2249,5	57,4	2153,7	54,6	-4,3	-4,9
#2A54	2081,6	50,9	1910,2	45,6	-8,2	-10,5
#2A55	1961,1	46,6	1740,5	39,6	-11,2	-15,0
#2A56	1859,7	43,6	1613,1	35,3	-13,3	-19,0
#2A61	2608,3	76,2	2632,7	74,8	0,9	-1,9
#2A62	2585,5	73,8	2591,6	72,6	0,2	-1,6
#2A00	2550,4	70,5	2550,4	70,5	0,0	0,0
#2A63	2477,6	65,9	2509,2	68,3	1,3	3,7
#2A64	2395,4	62,5	2468,1	66,1	3,0	5,8
#2A00	2550,4	70,5	2550,4	70,5	0,0	0,0
#2A71	2039,8	53,7	2041,4	55,9	0,1	4,1
#2A72	1695,2	42,6	1691,2	46,0	-0,2	7,9
#2A73	1423,9	34,5	1436,7	38,8	0,9	12,4
#2A00	2550,4	70,5	2550,4	70,5	0,0	0,0
#2A81	2520,7	69,3	2525,4	69,2	0,2	-0,1
#2A82	2513,5	68,7	2502,9	68,1	-0,4	-0,8
#2A83	2489,5	68,0	2482,8	67,2	-0,3	-1,2
#2A84	2476,1	67,4	2457,5	66,0	-0,8	-2,1

Quadro AII.4 – Análise paramétrica – Série #2B** - Resultados

	Valor calculado		Valor previsto		Diferença percentual	
Cálculo	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$	$M_{máx}$	$\delta h_{cortina}$
	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)	(kNm/m)	(mm)
#2B11	1126,2	41,2	1062,2	30,7	-5,7	-25,6
#2B12	953,4	32,7	926,0	25,6	-2,9	-21,7
#2B13	824,5	25,3	833,2	21,4	1,1	-15,5
#2B14	777,4	19,2	783,9	17,8	0,8	-7,0
#2B00	778,1	14,9	778,1	14,9	0,0	0,0
#2B15	831,0	12,7	804,8	12,9	-3,2	1,6
#2B21						
#2B22	477,5	16,4	525,8	17,9	10,1	9,4
#2B00	778,1	14,9	778,1	14,9	0,0	0,0
#2B23	1144,9	13,7	1130,1	12,9	-1,3	-5,8
#2B24	1563,0	12,8	1508,2	11,5	-3,5	-10,4
#2B31						
#2B32	526,2	4,3	396,8	4,3	-24,6	-0,9
#2B33	677,9	9,0	579,8	8,6	-14,5	-4,2
#2B00	778,1	14,9	778,1	14,9	0,0	0,0
#2B00	778,1	14,9	778,1	14,9	0,0	0,0
#2B41	662,2	20,0	766,3	19,7	15,7	-1,5
#2B42	608,9	22,5	743,4	23,3	22,1	3,7
#2B43	610,4	23,9	709,4	25,8	16,2	7,9
#2B44	484,9	24,8	664,4	27,1	37,0	9,2
#2B51	1960,2	53,1	1463,0	38,6	-25,4	-27,3
#2B52	1502,0	35,9	1251,4	30,5	-16,7	-15,0
#2B53	1328,7	30,0	1140,2	26,5	-14,2	-11,6
#2B54	1054,7	21,9	962,8	20,5	-8,7	-6,2
#2B55	889,9	17,5	854,0	17,1	-4,0	-2,0
#2B00	778,1	14,9	778,1	14,9	0,0	0,0
#2B56	699,0	13,1	721,1	13,3	3,2	1,4
#2B61	828,0	17,5	830,0	16,8	0,2	-3,8
#2B62	814,5	16,6	817,0	16,4	0,3	-1,5
#2B63	801,5	15,9	804,0	15,9	0,3	-0,2
#2B64	788,2	15,3	791,1	15,4	0,4	0,6
#2B00	778,1	14,9	778,1	14,9	0,0	0,0
#2B71	1204,7	23,1	1173,4	22,8	-2,6	-1,1
#2B72	953,8	18,1	939,2	18,1	-1,5	0,1
#2B00	778,1	14,9	778,1	14,9	0,0	0,0
#2B73	664,7	12,9	661,0	12,6	-0,6	-2,5
#2B81	780,5	15,0	785,8	15,2	0,7	1,1
#2B00	778,1	14,9	778,1	14,9	0,0	0,0
#2B82	777,1	14,8	771,2	14,7	-0,8	-0,9
#2B83	776,2	14,7	765,0	14,5	-1,4	-1,6
#2B84	773,9	14,6	757,2	14,2	-2,2	-2,7