



FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO EM POÇO E COM CORTINAS DE ESTACAS

O Caso do Metro do Porto

ROSA DANIELA FERREIRA DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Fevereiro 2015



COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO EM POÇO E COM CORTINAS DE ESTACAS

O Caso do Metro do Porto

ROSA DANIELA FERREIRA DA SILVA

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

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

Fevereiro 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

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 - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais Arlindo e Fernanda que dignamente me ensinaram a importância da família e o caminho da honestidade e persistência. Pelo apoio incondicional em todos os momentos, principalmente nos de incerteza, muito comum para quem tenta trilhar novos caminhos.

Sem eles, nenhuma conquista seria possível e muito menos valeria a pena.

Aos meus Pais

*"Aqueles que passam por nós, não vão sós, não nos deixam sós.
Deixam um pouco de si. Levam um pouco de nós."*

Antoine de Saint Exupéry

AGRADECIMENTOS

A realização de um projeto como este só foi possível com o apoio, amizade e conselhos da família, amigos, professores, colegas e instituições. Caso contrário o alcance desta meta estaria muito mais longe e seria bem mais complicada. Um agradecimento geral a todos os que de alguma forma contribuíram não só para realização desta tese, mas também que me ajudaram durante todo o meu percurso académico e principalmente aqueles que me apoiaram, ensinaram e amaram durante estes meus 23 anos de vida.

Ao Professor António Topa Gomes, meu orientador, pela oportunidade de realizar este trabalho a seu lado, pela sua sabedoria, serenidade e paciência ao longo deste percurso, o meu respeito e admiração.

Ao Professor Manuel Matos Fernandes, que em mim despertou o interesse pela Geotecnia, de uma forma tão cativante.

A todos os professores que ao longo destes cinco anos de percurso académico me fascinaram pelo surpreendente conhecimento e incentivo a nunca desistir, em especial á professora Isabel Cristina da Silva Martins Ribeiro e ao professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes, por todo carinho, amizade, paciência e apoio nos bons e maus momentos ao longo de todo este percurso.

Aos meus pais, Arlindo e Fernanda, escrevo estas palavras, não podendo esquecer todas as longas horas e dias que desperdicei a sua companhia, todos os momentos de stress e resmungos, todos os sacrifícios e paciência que fizeram e tiveram comigo, todo alento que me deram para continuar a subir a montanha, sem desistir um único segundo, incentivando e ajudando a enfrentar cada obstáculo da vida. Um obrigado muito especial, principalmente por me colocaram sempre em primeiro lugar, garantindo o melhor futuro para mim.

A todos os meus amigos, que tantas vezes me apoiaram e fizeram sorrir, incentivando sempre a vencer cada prova, sem eles tudo seria bem mais difícil. Nomeadamente Miguel Pereira, Fátima Pereira, Joana Moreira, Hugo Filipe, Carlos Costa, Cláudia Silva e André Ferreira.

A todos os amigos que fiz ao longo destes anos na Faculdade de Engenharia, por todas as horas de convívio e trabalho, por cada momento de brincadeira ou até mesmo de “desespero”, uma amizade imprescindível para chegar até aqui. Nomeadamente: Hugo Carvalho, Antony Ferreira, Patrícia Jerónimo, Catarina João Moura, Sónia Dutra, Filipe Teixeira, João Carlos Cerdeiral, Daniel Alonso, Ana Cláudia Teixeira, Tiago Oliveira, Nelly Prazeres, Ana Costa, Natália Cunha, Susana Gomes, Paulo Santos, José Mário, Tiago Machado, Renato Silva, Sérgio Bernardes, Inês Vieira, António Silva, Joana Matos, Francisca Silva, Ana Marta e Joana Castro.

RESUMO

A construção do Metro do Porto constituiu um laboratório geotécnico exclusivo nesta cidade, não só pela sua dimensão, mas também pela diversidade e magnificência de soluções adotadas. Durante a referida construção, duas estações foram materializadas à custa da escavação de poços elípticos de grande diâmetro, seguindo o Método de Escavação Sequencial, enquanto as demais estações foram realizadas à custa da escavação com cortinas de estacas. A presente dissertação prende-se com a comparação entre estes dois tipos de soluções, de forma a compreender melhor o seu funcionamento, assim como as suas vantagens e desvantagens de utilização.

Na primeira parte do trabalho faz-se um pequeno resumo de todos os aspetos importantes relacionados com a escavação e contenção quer em poço através do Método de Escavação Sequencial, quer com Cortina de Estacas. Seguidamente apresentam-se considerações sobre duas estações integrantes da obra Metro do Porto, onde foram aplicados tais métodos, sendo elas a Estação Marquês e a Estação Aliados. Neste ponto pretende-se fazer uma breve análise do comportamento de cada estrutura, analisando-se os resultados obtidos através da instrumentação presente em obra.

Numa segunda fase faz-se uma recolha dos métodos de previsão/ajuste de assentamentos à superfície atrás da escavação. Nesta parte tem-se em conta métodos empíricos e semi-empíricos de previsão de assentamentos, de modo a que seja possível a adaptação de um deles aos casos em estudo. Neste ponto realiza-se um estudo a nível de assentamentos superficiais, através da aplicação dos métodos que melhor se ajustam a cada caso, analisando-se os parâmetros de maior influência nos assentamentos.

Na parte final do trabalho analisa-se o comportamento da estação Marquês, realizando-se um cálculo numérico. Aqui apresenta-se o modelo numérico executado, discutindo-se esse modelo bem como os parâmetros assumidos para o maciço. Segue-se um estudo paramétrico de forma a se perceber a influência do parâmetro de deformabilidade no comportamento geral deste tipo de obra. Este estudo permite ainda identificar quais os parâmetros cuja caracterização tem de ser mais detalhada. O estudo numérico realiza-se recorrendo ao programa de cálculo: Phase 2, versão 8.0. A ponte com os métodos aplicados nos capítulos iniciais é realizada nesta fase.

Finalmente retiram-se as principais conclusões do trabalho e apresentam-se perspectivas de desenvolvimentos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Método de Escavação Sequencial, Cortinas de Estacas, Monitorização, Método de Bowles, Método de Hsieh

ABSTRACT

During the construction of Porto Light Rail Metro several geotechnical solutions were adopted. Among the most interesting solutions, two stations constructed using the Sequential Excavation Method, adopting an elliptical shape with large diameters. The remaining stations were excavated using piles with distances between axis larger than their diameter, with anchors or struts. This dissertation compares the solutions, trying to understand their behaviour as well as their advantages and disadvantages.

In the first part of the dissertation a brief summary of the several methods regarding urban excavations is done, both concerning shafts and diaphragm walls. Also in this chapter some considerations about two station of Porto Light Rail Metro, Marquês and Aliados, are elaborated. A brief description of the most important monitoring results is also performed.

The following section of the dissertation is devoted to the methods used to predict the settlement through. Empirical and semi-empirical methods are considered, in order to have the best prediction methods available. In this section some methods are adopted to adjust the monitoring results of Marquês and Aliados, trying to validate which of them better adjust the real results.

The final part of the work is devoted to the numerical modelling of Marquês station. The Finite Element Method as well as the adopted parameters are discussed in detail, followed by a parametric study in order to understand the influence of the deformability parameters, namely the young modulus, on the overall behaviour of the station. This model allows also to understand which parameters need additional characterization and the comparison with the empirical and semi-empirical methods used in the previous section.

Finally the main conclusions are withdrawn and perspectives for future developments are presented.

KEYWORDS: Sequential Excavation Method, Curtain of Pile, Monitoring, Bowles Method, Hsieh Method

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS	XVII

1.

INTRODUÇÃO

1

1.1. Motivação	1
1.2. Organização da Tese	2

2.

ENQUADRAMENTO DA APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO EM POÇOS E CORTINAS DE ESTACAS

3

2.1. Nota Introdutória.....	3
2.2. Descrição do Método de Escavação Sequencial.....	3
2.2.1. Enquadramento.....	3
2.2.2. Sequência Construtiva	4
2.2.3. Poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial no Metro do Porto.....	5
2.2.4. Vantagens da Aplicação do Método de Escavação Sequencial.....	6
2.3. Descrição do Método de Escavação com Cortinas de Estacas	7
2.3.1. Enquadramento.....	7
2.3.2. Cortinas Estacas Moldadas.....	7
2.3.2.1. Cortinas Estacas Secantes	8
2.3.2.2. Cortinas Estacas Contíguas ou Tangentes.....	9
2.3.2.3. Cortinas Estacas Afastadas	9
2.3.3. Sequência Construtiva de Cortinas de Estacas Moldadas	10
2.3.5. Vantagens da Utilização de cortinas de Estacas	11
2.4. Elementos Adicionais de Estabilização de Contensões Verticais	12
2.4.1. Ancoragens	12
2.4.2. Viga de Coroamento	13

2.4.3. Viga de solidarização intermédia.....	14
2.4.4. Escoramento.....	15
2.5. Características típicas dos solos residuais de granito do porto	15
2.5.1. Breve resumo	15
2.6. Estação Marquês.....	16
2.6.1. Nota Introdutória.....	16
2.6.2. Descrição do Projeto e Método Construtivo.....	17
2.6.3 Contexto Geológico-Geotécnico.....	20
2.6.4 Análise do Comportamento	22
2.6.4.1 Plano de Monitorização	22
2.6.4.2 Assentamentos nos Edifícios Circundantes	23
2.6.4.3. Deformada Horizontal da Viga de Coroamento	24
2.6.4.4 Deformação do Maciço.....	25
2.7. Estação Aliados	27
2.7.1. Nota Introdutória.....	27
2.7.2. Descrição do Projeto e Método Construtivo.....	28
2.7.3. Contexto Geológico-Geotécnico.....	32
2.7.4. Análise do Comportamento	32
2.7.4.1. Plano de Monitorização	32
2.7.4.2 Assentamentos nos edifícios circundantes	34
2.7.4.3. Deformação do Maciço.....	35

3.

MÉTODOS DE PREVISÕES DE ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS..... 39

3.1. Descrição Métodos De Previsões de Assentamentos Superficiais.....	39
3.1.1. Método de Peck.....	42
3.1.2. Método de Bowles	43
3.1.3. Método de Bauer	44
3.1.4. Método de Clough & O’rouke	46
3.1.5. Hsieh and Ou’s	48
3.2. Aplicação dos Métodos	50
3.2.1 Estação do Marquês.....	51

3.2.2 Estação dos Aliados	62
3.3. Comparação de Resultados.....	68
3.3.1 Estação do Marquês	68
3.3.2 Estação dos Aliados	70

4.

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA ESTAÇÃO MARQUÊS... 73

4.1. Considerações iniciais.....	73
4.2. Modelo adotado.....	73
4.2.1. Malha adotada.....	73
4.2.2. Fases de Cálculo.....	74
4.3. Cálculo Base	77
4.3.1 Características Geotécnicas a considerar no Cálculo Base	77
4.3.2 Análise de Resultados do Cálculo Base Estação Marquês	79
4.3.2.1 Movimentos Gerais da Escavação – Deformação do Maciço	79
4.3.2.2 Assentamentos Superficiais	85
4.4. Estudo Paramétrico Inicial.....	87
4.4.1. Características Geotécnicas a considerar no Estudo Paramétrico Inicial	87
4.4.2. Análise de Resultados do Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês	88
4.4.2.1. Movimentos Gerais da Obra – Deformação do Maciço	88
4.4.2.2 Assentamentos Superficiais	92
4.5. Estudo Paramétrico Final	95
4.5.1 Características Geotécnicas a considerar no Estudo Paramétrico Final.....	95
4.5.2. Análise de Resultados do Estudo Paramétrico Final.....	96
4.5.2.1. Movimentos Gerais da Obra – Deformação do Maciço	96
4.5.2.2. Assentamentos Superficiais	99

5.

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 103

5.1. Principais Conclusões	103
5.2. Perspetivas de Desenvolvimentos Futuros.....	105

6.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 107

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - a) Colocação de armaduras para posterior aplicação de betão projetado; b) projeção de betão (Topa Gomes, 2008).	5
Figura 2 - Vista aérea da escavação do poço central da estação Marquês (Topa Gomes, 2008)	6
Figura 3 - Vista aérea da escavação de Salgueiros (Topa Gomes, 2008).....	6
Figura 4 – Cortinas de Estacas Moldadas - Estação Aliados (Topa Gomes,2008).....	8
Figura 5- Esquema de cortina de estacas secantes (Couto, 2014).....	8
Figura 6 – Processo construtivo das estacas primárias e secundárias (Sousa, 2008).	9
Figura 7 - Esquema de cortina de estacas contíguas (Couto, 2014).....	9
Figura 8 - Esquema de cortina de estacas espaçadas (Couto, 2014).....	10
Figura 9 - Execução de muros-guia (Meireles, 2006).	11
Figura 10 - Realização de ancoragens em cortinas de estacas – Estação Aliados (NSEENGINEERING,2011).	13
Figura 11 – Cortina de estacas estabilizada com viga de coroamento – Estação Salgueiros (Topa Gomes,2008).....	14
Figura 12 – Cortina de estacas estabilizada por viga de solidarização intermédia – Estação Aliados (Topa Gomes, 2008).	14
Figura 13 – Escavação Escorada – Campo 24 de Agosto (Topa Gomes,2008).....	15
Figura 14 – Vista aérea: (a) Estação do Marquês; (b) Estaleiro da obra, (Topa Gomes, 2008).	17
Figura 15 – Estrutura de contenção e respetivas dimensões (adaptado Bernardes,2010).....	18
Figura 16 - (a) Aspeto geral da escavação no nível 11; (b) Aspeto do suporte instalado em obra (Topa Gomes, 2008).....	19
Figura 17 - Estrutura do suporte auxiliar na abertura dos túneis (retirado de Campanhã <i>et al</i> , 2002).	19
Figura 18 – Perfis geológicos da Praça do Marquês (Campanhã et al., 2004).	21
Figura 19 – Instrumentação do poço da Estação do Marquês (Bernardes,2010).	22
Figura 20 - Esquema dos principais edifícios monitorizados (Bernardes, 2010).....	23
Figura 21 – Assentamentos registados nos edifícios circundantes da estação do Marquês.	24
Figura 22 - Deformada da viga de coroamento. (Bernardes,2010).	25
Figura 23 - Planta de localização dos Inclinómetros da estação do Marquês (adaptado Bernardes,2010).	25
Figura 24 – Deformada dos Inclinómetros: (a) Inclinómetro 1, (b) Inclinómetro 2, (c) Inclinómetro 3, (d) Inclinómetro 4.	26
Figura 25 – Faseamento Construtivo da Estação Aliados (Quintela,2008).....	29
Figura 26 - Sobre escavação à cota 56,50 m, (fotografias de Viana da Fonseca, 2003).....	30
Figura 27 -Corte esquemático das estacas executadas, (NORMETRO, 2002a).	31

Figura 28 – Planta de Instrumentação – Estação Aliados (NORMETRO, 2002).....	33
Figura 29 - Zona de implantação da estação Aliados (F. Piqueiro/Foto Engenho, Lda, 2003).	34
Figura 30 - Assentamentos registados nos edifícios circundantes da estação Aliados.	35
Figura 31 - Deformada dos Inclínómetros: (a) Inclínómetro 1, (b) Inclínómetro 2, (c) Inclínómetro 3, (d) Inclínómetro 4, (e) Inclínómetro 5, (f) Inclínómetro 6.....	37
Figura 32 – Representação esquemática das variáveis base.....	41
Figura 33- Assentamentos previsíveis junto a escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck 1969).	42
Figura 34 – Representação da curva de assentamentos e das grandezas previstas no Método Bowles (1988).....	43
Figura 35 - Método de Bauer: (a) assentamento do solo junto à cortina; (b) variação do grau de assentamento com as propriedades do solo (adaptado de Bauer, 1984).	45
Figura 36 – Perfil de assentamentos adimensionais para estimativa da distribuição dos assentamentos adjacentes a escavações (Clough e O'Rourke, 1990).	46
Figura 37 - Método de Clough e O'Rourke (1990) para estimar o movimento de terra em: (a) areias e (b) argilas duras.	47
Figura 38 - Método de Clough e O'Rourke (1990) para estimar o movimento de terra em argilas médias a moles.	47
Figura 39 – Perfis tipo de assentamentos superficiais.	48
Figura 40 – Áreas da deformada da parede (Hsieh e Ou's, 1998).	49
Figura 41 – Relação entre as áreas A_c e A_s (Hsieh e Ou, 1998).....	49
Figura 42 - Método proposto para a previsão de assentamentos perfil tipo “spandrel”. Cada linha tracejada representa um caso de estudo. (Hsieh e Ou's, 1998).	50
Figura 43 - Perfil de Assentamentos para D igual a H_e : (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.....	53
Figura 44 - Perfil de Assentamentos para D otimizado: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.....	54
Figura 45 – Perfil de Assentamentos para D otimizado, Lado Este e Oeste	55
Figura 46 – Comparação de Curvas de Bowles antes e depois do ajuste: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.	57
Figura 47 – Esquematização do Cálculo da Curva Hipotética do Rebaixamento do Nível Freático. ...	59
Figura 48 – Comparação de Curvas de Bowles com a Curva Hipotética do Rebaixamento do Nível Freático: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.	60
Figura 49 – Esquematização da variação da largura de influência à medida que nos afastamos da escavação.....	61
Figura 50 – Curva de Bowles Assentamentos Medidos e Assentamentos Corrigidos: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.	62
Figura 51 – Perfil de Assentamentos Superficiais da estação dos Aliados: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.	65

Figura 52 – Perfil de Assentamentos Superficiais obtidos após otimização de δvm para a estação dos Aliados.....	67
Figura 53 – Diagrama de Peck e representação dos pontos obtidos através dos cálculos para estação do Marquês: (a) $V_s=V_p$ (inclinómetros); (b) $V_s=V_s$ (ajuste)	69
Figura 54 – Diagrama de Peck e representação dos pontos obtidos através dos cálculos para a estação dos Aliados: (a) $V_s=V_p$ (inclinómetros); (b) $V_s=V_s$ (ajuste).....	70
Figura 55 – Diagrama de Peck e representação das curvas obtidas através dos cálculos para estação dos Aliados: (a) $V_s=V_p$ (inclinómetros); (b) $V_s=V_s$ (ajuste).....	71
Figura 56- Geração do estado inicial de tensão (Malha Gerada no Phase2.8.0).....	74
Figura 57 – Esquema do faseamento construtivo da estação Marquês.....	77
Figura 58 - Esquema das sucessivas cotas do nível freático a Este e Oeste da falha (retirado de Campanhã et al.,2004).....	78
Figura 59 – Estratos considerados no cálculo base -- Estação do Marquês.....	78
Figura 60 – Malha Deformada e Deslocamentos Horizontais no Cálculo Base, na fase final da escavação - Estação do Marquês.....	80
Figura 61 - Malha Deformada e Deslocamentos Verticais no Cálculo Base, na fase final da escavação - Estação do Marquês.....	81
Figura 62 – Deformada no maciço adjacente ao suporte – Cálculo Base Estação do Marquês.....	82
Figura 63 – Comparação dos deslocamentos horizontais em direção à escavação entre o modelo numérico e as medições de campo: (a) Inclinómetro 1, (b) Inclinómetro 3.....	83
Figura 64 – Perfil de assentamentos á superfície – Cálculo Base Estação do Marquês.....	85
Figura 65 - Perfil de assentamentos á superfície – Correção da Curva obtida no Cálculo Base Estação do Marquês.....	86
Figura 66- Deformada e Deslocamentos Horizontais no maciço adjacente ao suporte – Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês.....	88
Figura 67 - Malha Deformada e Deslocamentos Verticais no Estudo Paramétrico Inicial na fase final da escavação - Estação Marquês.....	89
Figura 68 - Malha Deformada e Deslocamentos Verticais no maciço adjacente ao suporte – Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês consideração de $E= 30$ GPa para G3.....	90
Figura 69 - Deformada no maciço adjacente ao suporte – Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês.....	90
Figura 70 - Deslocamentos horizontais em direção à escavação: (a) para o Inclinómetro 1, (b) para o Inclinómetro 3.....	91
Figura 71 – Perfil de assentamentos á superfície – Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês.....	93
Figura 72 - Perfil de assentamentos á superfície – Correção da Curva obtida no Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês.....	94
Figura 73- Malha Deformada e Deslocamentos Horizontais no maciço adjacente ao suporte – Estudo Paramétrico Final Estação Marquês.....	96

Figura 74 - Malha Deformada e Deslocamentos Verticais no Estudo Paramétrico Final na fase final da escavação- Estação do Marquês. 97

Figura 75 - Deformada no maciço adjacente ao suporte – Estudo Paramétrico Final Estação Marquês. 97

Figura 76 - Deslocamentos horizontais em direção à escavação: (a) para o Inclínómetro 1, (b) para o Inclínómetro 3. 98

Figura 77 - Perfil de assentamentos á superfície – Estudo Paramétrico Final Estação Marquês. 99

Figura 78 - Perfil de assentamentos á superfície – Correção da Curva obtida no Estudo Paramétrico Final Estação Marquês. 100

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Parâmetros Geomecânicos utilizados nos estudos (retirado de Geodata/Normetro, 2002).	21
Quadro 2 – Caraterísticas das Ancoragens.	31
Quadro 3 - Parâmetros Geomecânicos (Quintela, 2008).	32
Quadro 4 – Principais métodos de cálculo de assentamentos superficiais e respetivas origens e aplicações.....	40
Quadro 5 - Métodos e respetivas Variáveis Base.....	41
Quadro 6 - Classificação de mão-de-obra e da dificuldade agregada à escavação (adaptado Bauer, 1984).	44
Quadro 7 – Descrição do solo e ângulo de atrito (adaptado Bauer, 1984).	45
Quadro 8 – Volumes de terras suportadas obtidos através dos inclinómetros – Estação do Marquês.	51
Quadro 9 - Parâmetros Método de Bowles – Estação do Marquês.....	52
Quadro 10 – Parâmetros obtidos após o ajuste – Estação do Marquês.	53
Quadro 11 – Volumes de subsidência após o ajuste – Estação do Marquês.	55
Quadro 12 – Volumes de Terra Suportado pela parede para ambos os casos em estudo – Estação do Marquês.....	56
Quadro 13 – Valores Obtidos nos Cálculos Estação do Marquês.	57
Quadro 14 – Cálculo de Grandezas Adimensionais - Estação do Marquês.....	58
Quadro 15 – Volumes de terras suportadas obtidos através dos inclinómetros – Estação dos Aliados.	63
Quadro 16 - Parâmetros Método de Hsieh e Ou (1998) – Estação dos Aliados.	63
Quadro 17 – Deslocamentos Obtidos para os casos mais Condicionantes – Estação dos Aliados. ...	64
Quadro 18 – Valores Obtidos nos Cálculos – Estação dos Aliados.	67
Quadro 19 – Cálculo de Grandezas Adimensionais – Estação dos Aliados.	68
Quadro 20 – Fases de cálculo assumidas na modelação da estação Marquês.	75
Quadro 21 – Propriedades dos estratos utilizados no Cálculo Base - Estação do Marquês.	79
Quadro 22 - Valores Obtidos no Cálculo Base - Estação Marquês.....	84
Quadro 23 - Valores Obtidos no Cálculo Base - Estação Marquês.....	86
Quadro 24 – Módulo de Deformabilidade adotado para o Estudo Paramétrico Inicial - Estação Marquês.	87
Quadro 25 - Valores Obtidos no Estudo Paramétrico Inicial – Estação do Marquês.	92
Quadro 26 - Valores Obtidos no Estudo Paramétrico Inicial - Estação Marquês.	95
Quadro 27 – Módulo de Deformabilidade adotado para o Estudo Paramétrico Final - Estação Marquês.	95

Quadro 28 - Valores Obtidos no Estudo Paramétrico Final - Estação Marquês.....	99
Quadro 29 - Valores Obtidos no Estudo Paramétrico Final – Estação do Marquês.....	100

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

Letras Latinas

A_s – Área correspondente à deformada da parede

B - Largura Influência da escavação

c' - Coesão efetiva [kPa]

D – Distância ao suporte [m]

D_r – Densidade relativa

E - Módulo de deformabilidade [GPa]

E_0 - Módulo de deformabilidade tangente inicial [GPa]

E_{ur} - Módulo de deformabilidade descarga-carga [GPa]

H_e - Profundidade de escavação de um poço [m]

h_{anel} - Altura de escavação de cada anel [m]

K - Relação entre tensões efetivas verticais e horizontais no terreno

K_0 - Coeficiente de impulso em repouso do terreno

K_a - Coeficiente de impulso ativo do terreno

K_p - Coeficiente de impulso passivo do terreno

L_{livre} – comprimento livre da ancoragem

$L_{selagem}$ – comprimento de selagem da ancoragem

n - Porosidade do maciço

N - Carga vertical [kN]

R - Raio de escavação [m]

u - Deslocamento [m]

V_p (inclinómetros) – volume da deformada da parede obtido através dos inclinómetros

V_s – volume de terras suportada pela parede

V_s (ajuste) – volume de terras suportada pela parede após ajuste dos instrumentos à superfície

W - Grau de alteração

w - Teor em água do solo

z Cota de um ponto [m]

Alfabeto grego

Ψ – Ângulo de dilatância do maciço [°]

α – Relação entre o eixo menor e o eixo maior de uma elipse

δ – Deslocamento [m]

δ_{vm} – Deslocamento Máximo [m]

ϕ' - Ângulo de atrito [°]

γ – Peso volúmico do solo [KN/m³]

σ'_h – Tensão efetiva horizontal [kPa]

σ'_v – Tensão efetiva vertical [kPa]

σ_h - Tensão total horizontal [kPa]

σ_v - Tensão total vertical [kPa]

τ – Tensão tangencial ou de corte [kPa]

Siglas

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LABGEO - Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MÊS - Método de Escavação Sequencial

MP - Metro do Porto

M-C - Modelo de Mohr-Coulomb

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

A construção do Metro do Porto constituiu, não só um dos maiores investimentos económico-financeiro na área metropolitana do Porto, como também um laboratório geotécnico exclusivo nesta cidade, pela sua dimensão, diversidade e magnificência de soluções adotadas.

De entre as obras executadas, as estações Marquês e Salgueiros destacam-se pelo seu interesse e fascínio a nível da engenharia, uma vez que sua forma elíptica, tirando partido da mobilização do efeito de arco do solo, originou escavações que aliaram a sua geometria a um desempenho económico bastante notável.

Por outro lado, também a estação Aliados com a execução de estacas de diâmetros significativos auxiliados por ancoragens e a estação do Campo 24 de Agosto em que a utilização de cortinas escoradas permitiu a realização da escavação a grandes profundidades para a construção das estações, foram alvo de reconhecimento e interesse.

Com efeito, as escavações realizadas em meio urbano são uma intervenção com infindas condicionantes, existindo aspetos de caráter técnico e económico que necessitam de ser analisados em fase de projeto, isto é, antes da construção propriamente dita. O impacto da escavação nas estruturas vizinhas, principalmente os movimentos a que estas poderão estar sujeitas, assim como consequentes danos gerados, é um dos aspetos mais preocupantes neste tipo de obra. Este problema complexo obriga, numa fase inicial, ao recurso de métodos mais ou menos empíricos, para a previsão dos assentamentos expectáveis atrás da escavação.

Para o sucesso da aplicação dos métodos citados é necessário quantificar as ações atuantes, em particular as que resultam do alívio de tensões iniciais, e definir apropriadamente as características mecânicas do maciço interessado pela obra.

Finalmente, já na fase de construção, as estruturas são monitorizadas recorrendo a uma vasta gama de instrumentos, tal como inclinómetros, réguas de nivelamento e alvos topográficos.

Na construção do Metro do Porto ambas as soluções, poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial, e escavação com Cortinas de Estacas, foram usadas com enorme sucesso. No entanto, nenhum dos métodos empíricos de previsão de assentamentos foi idealizado para estes tipos de estruturas, sendo que no presente trabalho reflete-se sobre a possibilidade de aplicação do Método de Bowles (1988) no caso dos poços e do Método de Hsieh et Ou's (1998) no caso de Cortinas de Estacas.

Para tal, será realizado um estudo tendo por base duas estações de grande fascínio na construção do Metro do Porto. Por um lado, a estação do Marquês com a aplicação do Método de Escavação Sequencial, e por outro lado, a estação dos Aliados com Escavação com Cortinas de Estacas.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A abordagem desta dissertação prende-se na comparação entre dois tipos de soluções distintas para a realização de uma escavação: escavação realizada pelo Método de Escavação Sequencial e uma escavação com Cortina de Estacas.

O Capítulo 2 é dedicado à descrição detalhada dos Métodos de Escavação e Contenção que estão no âmbito desta tese. Com efeito, será realizada uma compilação dos aspetos mais importantes associados à escavação quer de poços segundo o método de Escavação Sequencial, quer da escavação com recurso a Cortina de Estacas, procurando-se perceber, qual a influência da geometria de escavação assim como as vantagens e desvantagens de cada método. O final do capítulo é dedicado à descrição das Estações Marquês e Aliados, apresentando-se e discutindo-se os resultados de monitorização existentes, de forma a se compreender o comportamento global da obra, quer a nível de deslocamentos superficiais, quer a nível de volumes de terras movimentados atrás do suporte.

O Capítulo 3 é dedicado à análise dos diversos Métodos Empíricos e Semi-Empíricos de previsão de assentamentos superficiais ao caso de escavação e contenção em poços e cortinas de estacas. Com efeito no presente capítulo, após uma apresentação de cada um dos métodos, será feita uma revisão dos referidos métodos aos casos da Estação Marquês e Estação Aliados. Tendo em conta um conjunto de dados obtidos pela instrumentação instalada será realizada uma tentativa de aproximação dos métodos.

Finalmente o Capítulo 4 é dedicado à modelação numérica da Estação Marquês. Apresentam-se os principais parâmetros adotados, bem como a sua justificação. O modelo utilizado é aqui descrito, fazendo-se uma comparação detalhada entre os resultados do modelo numérico, o comportamento geral observado em obra e os resultados obtidos através da aplicação dos métodos empíricos.

Na parte final da tese, para além de se evidenciarem as principais conclusões de todo o trabalho, apresentar-se-ão perspectivas e desenvolvimentos futuros, numa tentativa de tornar frutuoso o resultado deste trabalho.

2

ENQUADRAMENTO DA APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO EM POÇOS E CORTINAS DE ESTACAS

2.1. NOTA INTRODUTÓRIA

O tema da presente dissertação resulta do emprego inovador, no âmbito do Metro do Porto, dos poços elípticos construídos pelo Método de Escavação Sequencial e aplicação do Método de Escavação e Contenção de Cortinas de Estacas.

Neste capítulo procura-se dar uma panorâmica geral da aplicação do Método de Escavação Sequencial (MES) e da aplicação de cortinas de estacas em escavações, começando-se por discutir os aspetos práticos da sua aplicação, fazendo-se uma descrição sumária da metodologia e abordando-se temas como o planeamento e os aspetos económicos da solução.

Com efeito, no presente capítulo pretende-se fazer uma comparação geral entre os dois métodos de escavação e contenção, analisando as vantagens e desvantagens da aplicação de cada um.

A última fase do presente capítulo é dedicada a uma breve análise de duas estações integrantes da obra do Metro do Porto, nas quais se optou por soluções deste tipo, procurando-se desta forma perceber os principais aspetos que controlam e explicam a sua fenomenologia de comportamento. São assim, a estação Marquês na qual se aplicou o Método de Escavação Sequencial, e a estação Aliados na qual se realizou uma escavação ao abrigo de uma Cortina de Estacas.

2.2. DESCRIÇÃO DO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL

2.2.1. ENQUADRAMENTO

O Método de Escavação Sequencial é identificável desde sempre na construção de túneis e galerias subterrâneas, mas apenas recentemente foram reconhecidas as suas vantagens, e sobretudo viabilidade, na escavação de obras verticais (poços verticais) e a possibilidade da sua utilização em maciços não rochosos (Topa Gomes, 2008).

No caso do Metro do Porto, mais propriamente, no caso das estações de Salgueiros e Marquês, a execução dos poços resultou de uma adaptação do método acima citado, sendo que, mantendo o mesmo conjunto de tarefas sequenciais e tipo de contenção, houve uma alteração do eixo de escavação, passando este a ser vertical.

O Método de Escavação Sequencial é uma abordagem que monitoriza o desempenho da construção subterrânea ao longo da sua construção, baseando-se na mobilização da resistência intrínseca do maciço circundante para estabilizar o túnel. Tal como próprio nome indica, a escavação sequencial, baseia-se

na escavação contínua, quer em planta, quer em profundidade, intercalada com instalação, o mais rápida possível, do suporte provisório, também designado de suporte primário. Em função da qualidade do terreno, opta-se por soluções de suporte "leves", no caso de terrenos de boa qualidade, ou "pesados", no caso de terrenos de má qualidade.

No que diz respeito à velocidade do avanço, esta varia com o tipo de terreno, sendo que a estabilização de frente é algo problemática, caso os assentamentos totais não sejam controlados devidamente.

2.2.2. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA

A construção de um poço inicia-se à superfície, com a implantação da viga de coroamento, elemento de elevada rigidez, essencial à segurança inicial da escavação. Com efeito, uma vez que este tipo de obras está basicamente sujeito a esforços de compressão, a forma circular, ou quase circular, faz com que o suporte possua elevada rigidez. Contudo, nos metros iniciais de escavação, os esforços de flexão, adquirem ainda alguma importância, devido à possível assimetria dos carregamentos à superfície, sendo assim, é fundamental que a viga de coroamento seja bastante mais rígida que o restante suporte.

Com a construção da viga de coroamento, dá-se a escavação do primeiro anel, sendo que aquando da sua finalização o processo prossegue sucessivamente, anel a anel, até se atingir a cota final de escavação. A altura cingida à execução de cada anel, depende não só das condições do terreno, como rigidez, estabilidade e dimensão em planta da obra, como também, da maior ou menor necessidade de restringir a deformação do suporte e os assentamentos à superfície.

Atingida a cota final de escavação, é essencial a colocação, o mais célere possível, do suporte, de maneira a que as características de rigidez e resistência do maciço sejam mantidas.

O suporte aplicado é essencialmente de betão projetado, sem elementos adicionais de apoio, como pregagens ou ancoragens, sendo de referir, que a projeção do betão deverá ser feita de forma cuidada, de maneira a evitar vazios por efeito sombra na projeção. Por outro lado, é também fundamental garantir um suporte resistente logo nas horas posteriores à projeção, de modo a se poder avançar para novas escavações, de tal modo que os aceleradores de presa tornam-se indispensáveis neste tipo de operações.

Saliente-se ainda, que a continuidade estrutural do suporte deve ser também garantida, quer na direção vertical quer na direção horizontal.

Com efeito, o suporte pode ainda possuir diferentes espessuras, devido a homogeneização de tensões no terreno, assim como deformações no próprio suporte. A Figura 1 apresenta a colocação de armaduras e projeção de betão.



Figura 1 - a) Colocação de armaduras para posterior aplicação de betão projetado; b) projeção de betão (Topa Gomes, 2008).

2.2.3. POÇOS ELÍPTICOS PELO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL NO METRO DO PORTO

No Metro do Porto os poços elípticos pelo Método de Escavação sequencial foram utilizados, primeiramente, na estação do Marquês, e depois em Salgueiros.

Na estação do Marquês, este método surgiu da necessidade de conservação do património ambiental centenário existente nesta praça, sendo que este foi o primeiro poço de grandes dimensões a ser construído no Porto. Com efeito, a solução preconizada foi a escavação de um poço central de forma elíptica, de modo a afetar o menor número de plátanos, assim como minimizar os elementos exteriores à contenção.

No que diz respeito à estação de Salgueiros, esta apresenta-se como a intersecção de duas elipses, cujo contraventamento é feito com a instalação de uma viga transversal de grandes dimensões (2 m de altura e 1,60 m de largura) conexas a dois “pilares” circulares (3,30 m de diâmetro), garantindo deste modo a estabilidade da progressiva escavação em profundidade

Esta obra destacou-se pela sua grande área em planta (80 m por 40 m) sendo ainda objeto de inúmeros estudos tanto do processo de construção a que está associado como da reologia do terreno em que se insere (França et al., 2006; Topa Gomes, 2008 e Topa Gomes et al., 2008).

A Figura 2 e a Figura 3 apresentam uma vista aérea das escavações da estação do Marquês e da estação de Salgueiros, respetivamente.



Figura 2 - Vista aérea da escavação do poço central da estação Marquês (Topa Gomes, 2008)



Figura 3 - Vista aérea da escavação de Salgueiros (Topa Gomes, 2008)

2.2.4. VANTAGENS DA APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL

O interesse da aplicação do Método de Escavação Sequencial na realização de poços prende-se á possibilidade de execução em várias frentes com a garantia de fluidez da construção, tendo o seu carácter económico elevada influência na escolha deste método. Com efeito, o desempenho económico deste tipo de solução reflete-se quer a nível da economia dos materiais quer a nível da redução dos prazos de construção.

No que diz respeito aos materiais, o facto de se obter um suporte sujeito essencialmente a esforços de compressão, esforços para os quais o betão detém uma adequada resistência, reflete uma economia elevada quer a nível do volume de betão a aplicar no suporte quer a nível das armaduras que integram o seu reforço. É de notar que, neste tipo de soluções, ao contrário da solução de cortinas de estacas, não é

necessário a utilização de elementos de contenção exteriores ao suporte, tais como ancoragens ou pregagens, o que leva a uma economia adicional.

2.3. DESCRIÇÃO DO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO COM CORTINAS DE ESTACAS

2.3.1. ENQUADRAMENTO

As escavações são realizadas em solos, cujas propriedades podem variar em poucos centímetros. Com efeito, a necessidade de escavações em meio urbano, leva à execução de contenções nas faces de escavação, de modo a garantir a segurança da obra e do ambiente circundante, uma vez que em meio urbano há presença de edifícios contíguos às zonas confinantes de escavação.

É de referir que, para a realização de uma contenção em frente urbana, é quase obrigatório executar a contenção previamente à escavação, de modo minimizar os deslocamentos das fundações circundantes e a garantir plena segurança da escavação.

Com efeito, de forma a facilitar o atravessamento de troços relativamente resistentes, nas escavações a céu aberto no caso do Metro do Porto, usou-se também a solução de cortinas de estacas moldadas.

2.3.2. CORTINAS ESTACAS MOLDADAS

As cortinas de estacas moldadas são um tipo de contenção periférica, ao qual se recorre cada vez mais devido à sua facilidade e rapidez de execução. Este tipo de solução possibilita a realização de uma escavação em ambiente urbano sem perturbar excessivamente a mobilidade urbana e sem afetar as construções vizinhas.

Com efeito, a construção de cortinas de estacas consiste fundamentalmente na construção de uma parede de estacas, podendo estas estar distanciadas ou intersectadas, sendo que a zona a escavar tem de estar limitada em planta para que se possa realizar a escavação.

Para que o equilíbrio dos impulsos sobre a cortina seja garantido, existe a possibilidade de serem utilizados elementos complementares, tal como as escoras ou ancoragens.

Este tipo de contenção periférica poderá ter uma dupla funcionalidade, sendo que para além de ter a função de suportar os solos, pode ainda servir de fundação da estrutura final. Sendo assim, tendo em atenção que este tipo de solução pode ser aplicado a diferentes problemas de contenção, a execução das cortinas de estacas moldadas pode ser de três tipos distintos, dependendo do espaçamento utilizado entre as estacas constituintes da cortina. Distinguem-se assim, as cortinas de estacas secantes, as cortinas de estacas contíguas ou tangentes e as cortinas de estacas espaçadas, que serão analisadas seguidamente.

É de referir, que no caso em estudo, o Metro de Porto, recorreu-se essencialmente a cortinas de estacas moldadas e afastadas. A título de exemplo a Figura 4 apresenta a estação dos Aliados com a solução de cortinas de estacas moldadas.



Figura 4 – Cortinas de Estacas Moldadas - Estação Aliados (Topa Gomes,2008).

2.3.2.1. CORTINAS ESTACAS SECANTES

As cortinas de estacas secantes, representadas na Figura 5, consistem na execução de um grupo de estacas alinhadas entre si, intersectando-se cada estaca consecutiva, havendo entre elas um espaçamento livre inferior a um diâmetro.

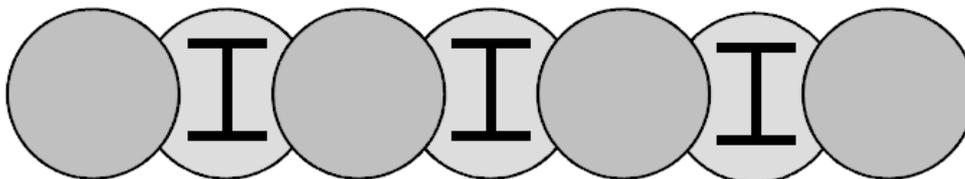


Figura 5- Esquema de cortina de estacas secantes (Couto, 2014).

Primeiramente, são construídas estacas recorrendo a um betão pobre e sem armadura. Por vezes, nestas estacas iniciais, são utilizados perfis metálicos centrados no eixo da estaca, de forma a garantir maior resistência à mesma, e facilitar a posterior execução das estacas secundárias.

Após a cravação das primeiras estacas, constroem-se as segundas, unindo e intercetando estas com as previamente construídas. É de referir, que a furação para a betonagem das estacas secundárias deve ocorrer antes que o betão das primeiras estacas atinja a máxima resistência.

A Figura 6 apresenta o processo construtivo das estacas primárias e secundárias.

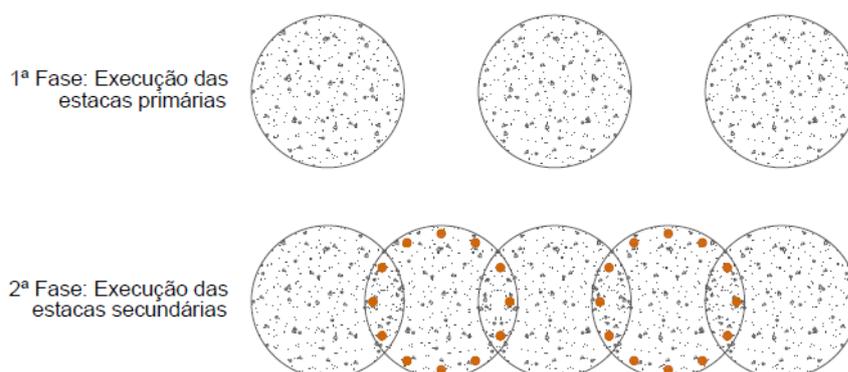


Figura 6 – Processo construtivo das estacas primárias e secundárias (Sousa, 2008).

No que refere à impermeabilização da contenção, caso não ocorra nenhuma falha na intersecção de alguma estaca, este tipo de cortina de estacas é das melhores soluções. Caso contrário, a parede tornar-se-á permeável.

Em questões económicas, devido ao elevado número de estacas a executar para a finalização da contenção, este tipo de solução tem custos de construção bastante elevados.

2.3.2.2. CORTINAS ESTACAS CONTÍGUAS OU TANGENTES

As cortinas de estacas contíguas ou tangentes, tal como próprio nome indica, são estacas executadas de forma contígua, constituindo um grupo de estacas alinhadas, espaçadas de cerca de 75 a 100 mm, uma vez que o processo se torna complicado devido à dificuldade em executar estacas tangentes.

Este tipo de contenção será em princípio estanque tal como as anteriores, contudo devido à dificuldade de execução de estacas tangentes a sua capacidade de impermeabilização pode não garantir os requisitos mínimos para situações de intersecção de nível freático.

São frequentemente utilizadas em solos argilosos onde a afluência de água é baixa, sendo que, atualmente se recorre cada vez menos a este tipo de solução devido às dificuldades anteriormente referidas. A Figura 7 apresenta um esquema de cortinas de estacas contíguas.

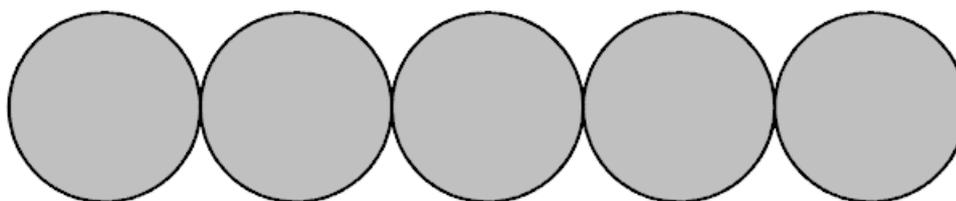


Figura 7 - Esquema de cortina de estacas contíguas (Couto, 2014).

2.3.2.3. CORTINAS ESTACAS AFASTADAS

A contenção de cortinas de estacas afastadas consiste na construção de um conjunto de estacas alinhadas entre si, afastadas de uma distância. À medida que se vai realizando a escavação, é necessário realizar a contenção do solo desses espaçamentos recorrendo à projeção de betão. Com efeito, no seu interior, pode ser incorporada uma rede de aço eletrossoldada, originando assim, abóbadas de betão armado (forma de arco), para que haja uma melhor distribuição de tensões do maciço para a estaca, tal como representado esquematicamente na Figura 8.

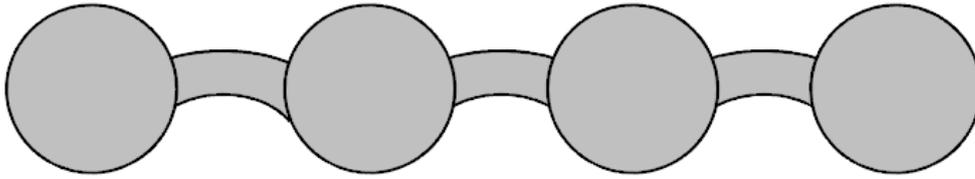


Figura 8 - Esquema de cortina de estacas espaçadas (Couto, 2014).

Tal como na solução de contenção apresentada anteriormente, também neste caso deixa de ser viável a impermeabilização, devido ao espaçamento entre estacas. Sendo assim, este tipo de estrutura só poderá ser utilizado se o nível freático se situar a uma cota muito baixa, ou então, exigirá o rebaixamento do mesmo. Este tipo de solução necessita que o solo tenha uma pequena componente coesiva, para garantir a sua estabilidade no espaço entre estacas.

É de referir que, de todas as contenções referidas, a solução de cortina de estacas afastadas é de longe a menos dispendiosa por metro linear e a mais rápida de executar. No entanto, uma vez que a sua estrutura é esbelta, os deslocamentos do maciço e os deslocamentos à superfície serão maiores, sendo necessária a utilização adequada de medidas de estabilização.

2.3.3. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DE CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS

A construção de uma cortina de estacas inicia-se à cota da superfície com a preparação do terreno a intervir, seguindo-se a implantação do estaleiro da obra, para que tudo se realize em segurança.

Após a finalização destes procedimentos, inicia-se a construção da cortina de estacas, com a eventual execução de muros-guia. A execução desta estrutura deve-se à necessidade do correto posicionamento das estacas, sendo que assim se definem as secções que cada estaca terá em todo perímetro. Geralmente, os muros-guia têm uma altura mínima de 0,80 m, podendo ir até 1,50 m, estando afastados entre si a uma distância igual ao diâmetro de cada estaca acrescida em cerca de 5 a 10 cm. É de referir que tal construção deve ser executada, no mínimo, a 1,50 m acima do nível freático, sendo a sua betonagem realizada contra o terreno.

Os muro-guia são estruturas muito importantes na construção de estacas secantes, pois melhoram bastante o alinhamento e o posicionamento das estacas e conseqüentemente a qualidade da cortina de estacas, uma vez que o posicionamento do topo das estacas é realizado com alguma precisão, garante uma intersecção correta das estacas da cortina. A título ilustrativo, apresenta-se na Figura 9 a execução de muros-guia.



Figura 9 - Execução de muros-guia (Meireles, 2006).

Posteriormente dá-se o rebaixamento do nível freático, caso necessário, de forma a evitar o aparecimento de água no fundo da escavação. Com efeito, este rebaixamento pode ser realizado recorrendo a várias técnicas, das quais as mais importantes e usuais são a extração de água por bombagem, durante a fase da obra e a criação de uma rede de drenagem ao longo do exterior da cortina, equipada com bombas na parte inferior de forma a garantir o rebaixamento pretendido do nível freático a cotas inferiores.

Terminado este processo inicia-se a execução das cortinas de estacas moldadas com a profundidade necessária, recorrendo-se a tecnologias adequadas, a partir da cota da plataforma de trabalho. As tecnologias que se destacam neste tipo de obra são construção de cortinas com recurso a trado contínuo, construção de cortinas com recurso a um tubo moldador e construção de cortinas com recurso a lamas bentoníticas.

Posteriormente à execução da cortina, procede-se à execução da viga de coroamento, fazendo-se a amarração das armaduras longitudinais da viga com as das estacas da cortina.

No caso em que seja necessária a execução de ancoragens, após a execução da viga de coroamento, procede-se à construção do primeiro nível de ancoragens. A escavação ocorre até cerca de 0,5 m abaixo da cota do segundo nível de ancoragens / tirantes, compatibilizada com a projeção de betão e colocação de malhasol, finalizando com a execução da viga de distribuição. A realização de ancoragens / escoramentos e realização de ensaios de receção nas ancoragens dá-se posteriormente à construção da viga de distribuição, sendo que a realização dos restantes níveis de escavação, vigas de distribuição e ancoragens, ocorrem segundo o processo acima referido.

Concluída a construção de toda a estrutura da cortina, dá-se a conclusão da escavação até à cota da fundação correspondente à profundidade máxima definida no projeto de estabilidade, construindo-se drenos sub-horizontais e executando o revestimento definitivo, conforme o projeto (betão projetado, painéis pré-fabricados, paredes de alvenaria, betão moldado, etc).

2.3.5. VANTAGENS DA UTILIZAÇÃO DE CORTINAS DE ESTACAS

Segundo Guerra (2006), a utilização de cortinas de estacas em escavações, comparativamente a outras soluções de contenções, como o caso das paredes moldadas, tem algumas vantagens. Com efeito, destaca-se o baixo custo de execução destes elementos quando não utilizado o tubo moldador ou quando

se recorre a lamas bentoníticas (no caso de cortina de estacas afastadas); a rapidez de construção para estruturas de suporte de terras, quer sejam temporárias ou permanentes; o facto de ser pouco poluente quer a nível visual quer a nível sonoro em termos de instalação de equipamentos e de execução; a necessidade de uma menor quantidade de medidas estabilizadoras, em função do diâmetro e do encastramento da fundação da estaca; a reduzida distância exigida entre a cortina e estruturas existentes, em escavações de pequenas profundidades, assim como o reduzido espaço necessário para maquinaria e estaleiro e, por fim, a possibilidade de este tipo de solução ser alargada a uma grande variedade de solos, com exceção de alguns solos incoerentes e solos coerentes quando muito duros em extensões significativas.

No entanto, além das vantagens, este tipo de solução de contenções apresenta também algumas limitações ou desvantagens comparativamente a outras soluções de contenção.

Sendo assim, destaca-se o facto deste tipo de solução não ser aplicável em argilas moles ou rochas duras; a falta de garantia de impermeabilidade, exceto no caso de cortinas de estacas secantes muito bem executadas; a dificuldade apresentada em manter a verticalidade das estacas em escavações de grande profundidade, assim como dificuldade em perfurar solos muito duros; a necessidade de afastamento entre estacas de grande diâmetro e estruturas adjacentes; a baixa eficiência de secções circulares no que diz respeito à flexão, devido ao elevado recobrimento das armaduras necessário e, por fim, o facto de em contenções de carácter definitivo ser necessário a execução de trabalhos adicionais para aquisição de um paramento esteticamente admissível.

É de referir, que no que diz respeito à construção de cortinas de estacas secantes ou contíguas, a profundidade vigente está compreendida entre os 18 a 20 m, enquanto para a execução de cortinas de estacas afastadas a profundidade poder ser bastante maior.

2.4. ELEMENTOS ADICIONAIS DE ESTABILIZAÇÃO DE CONTENÇÕES VERTICAIS

2.4.1. ANCORAGENS

As ancoragens são elementos estruturais capazes de transmitir a um estrato portante um esforço de tração a partir da mobilização de tensões na interface solo/ancoragem. Normalmente, este tipo de elementos são constituídos por barras, varões ou cabos de aço de alta resistência.

Os tipos de ancoragens utilizados em obras geotécnicas são muito diversos, sendo que estas podem ser do tipo ativas (pré-esforçadas) ou do tipo passivas, podendo ainda ser de carácter provisório (até um máximo de cerca de dois anos) ou definitivo. É de referir que, por norma, as ancoragens de natureza passiva são designadas por pregagens.

A nível da sua construção, esta consiste na abertura de furos e posterior colocação e selagem das armaduras previstas, sendo que para tal, recorre-se a processos de injeção.

Estes tipos de elementos estruturais são fundamentalmente utilizados em estruturas de suporte de terras, tais como as paredes moldadas, cortinas ou muros Berlim, cortinas de estacas ou microestacas.

A Figura 10 apresenta uma das fases de realização de ancoragens em cortinas de estacas na estação dos Aliados.



Figura 10 - Realização de ancoragens em cortinas de estacas – Estação Aliados (NSEENGINEERING,2011).

2.4.2. VIGA DE COROAMENTO

A viga de coroamento é um elemento estrutural que tem como finalidade distribuir os esforços ao longo das estacas que constituem a cortina, sendo que pode também servir de apoio à aplicação de ancoragens. É um elemento de grandes dimensões aplicado na cortina, no cimo das estacas.

Por norma, este tipo de estrutura é realizada em betão armado em obras definitivas, sendo que no caso de obras provisórias pode recorrer-se a perfis metálicos.

É de referir, que a armadura neste tipo de elementos se concentra nas faces laterais, uma vez que o carregamento ao qual estes estão sujeitos se dá essencialmente no sentido horizontal.

A Figura 11 apresenta uma Cortina de estacas estabilizada com viga de coroamento realizada na Estação Salgueiros.



Figura 11 – Cortina de estacas estabilizada com viga de coroamento – Estação Salgueiros (Topa Gomes,2008).

2.4.3. VIGA DE SOLIDARIZAÇÃO INTERMÉDIA

A viga de solidarização intermédia assemelha-se à viga de coroamento quer a nível de funcionamento, quer a nível de constituição, no entanto não é executada no topo das estacas, mas sim numa zona intermédia entre o topo e o fundo da escavação, de acordo com o dimensionamento.

Numa cortina de estacas o número de vigas de solidarização intermédias depende fundamentalmente da profundidade da escavação e dos esforços a repartir ao longo do comprimento das estacas, sendo que uma cortina de estacas é assim constituída por tantas vigas quantos os níveis de ancoragens. A Figura 12 apresenta uma cortina de estacas estabilizada por uma viga de solidarização intermédia realizada na Estação Aliados.



Figura 12 – Cortina de estacas estabilizada por viga de solidarização intermédia – Estação Aliados (Topa Gomes, 2008).

2.4.4. ESCORAMENTO

As escoras são elementos estruturais comprimidos axialmente, que limitam os deslocamentos. Com efeito, este tipo de elementos é, por norma, utilizado na horizontal de maneira a suportar duas faces escavadas. Esta medida de estabilização, tem por principal objetivo minimizar os deslocamentos transversais à obra, sendo que para tal faz com que a estaca de um dos lados da escavação reaja com a sua congénere. Sendo assim, os esforços são absorvidos pela escora.

A título ilustrativo apresenta-se na Figura 13 a escavação escorada do Campo 24 de Agosto.



Figura 13 – Escavação Escorada – Campo 24 de Agosto (Topa Gomes,2008).

2.5. CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DOS SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO DO PORTO

2.5.1. BREVE RESUMO

Cada região ostenta uma geologia particular, sendo que os maciços graníticos cobrem uma vasta área da superfície terrestre. Com efeito, os maciços residuais do granito são o tipo de solos que aparecem com grande frequência no Norte de Portugal, em particular, na zona do Porto.

Os solos residuais do granito do Porto são um material ao qual o grupo de geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto tem dedicado bastante atenção. De mencionar, como trabalho pioneiro e de maior dimensão a tese de Doutoramento de Viana da Fonseca (1996), sendo que posteriormente muitas outras publicações foram elaboradas, citando-se Viana da Fonseca et al. (1997), Viana da Fonseca & Coutinho (2008) e Topa Gomes et al. (2008). Sendo assim, as propriedades típicas destes solos são medianamente conhecidas. No entanto, devido à elevada heterogeneidade que descreve estes materiais, cada local específico exhibe características particulares das quais se destacam o comportamento fortemente não-linear, a cedência e a resistência estrutural.

A presença de descontinuidades no maciço rochoso, assim como a percolação da água que as percorre, constituem fatores decisivos da propensão para a alteração do material. Com efeito o processo de alteração da rocha mãe começa por incidir sobre os feldspatos, transformando-os em minerais de argila,

no final do processo de meteorização. No que diz respeito ao quartzo, este apresenta graus de alteração muito reduzidos, uma vez que o mesmo se forma em condições de temperatura e pressão mais próximas das que atualmente predominam.

Segundo Topa Gomes, 2008, as zonas com mais intensos processos de alteração originam materiais classificados como W5 ou W6, de acordo com a ISRM (1980) e IAEG (1981) descritos da seguinte forma:

- W5: a rocha encontra-se completamente alterada – decomposta ou desintegrada tendo-se transformado em solo. A estrutura original permanece em larga escala intacta. Estes solos designam-se por solos saprolíticos ou solos residuais jovens.

- W6: toda a rocha se transformou em solo. A estrutura original da rocha e a sua fábrica foram destruídas. Pode haver uma mudança significativa de volume, mas o solo não foi transportado. Estes solos designam-se por solos residuais maduros ou lateríticos.

Na sua globalidade os solos residuais do Porto enquadram-se dentro do grau de alteração W5 (Viana da Fonseca, 2003). Segundo Viana da Fonseca (1996) os perfis de alteração em solo atingem profundidades particulares máximas da ordem dos 20,0 m, sendo que os valores mais comuns variam entre os 5,0 e os 9,0 m. Com efeito, a realização do Metro do Porto obrigou à construção de cerca de uma dezena de estações enterradas com profundidades da ordem dos 20,0 m, sendo que, em 7 dessas estações encontraram-se solos residuais até profundidades iguais ou superiores a 20,0 m (Topa Gomes et al., 2002). De referir, que na estação Heroísmo, o tipo de solo encontrado debaixo de uma laje de granito foi de grau de alteração W3 e espessura de aproximadamente 10,0 m.

Pode-se concluir então, que particularmente na cidade do Porto, as profundidades de alteração com grau de alteração W5 alcançam com frequência os 20,0 m, ultrapassando essa profundidade muitas das vezes.

É ainda de referir, que o aparecimento de blocos rochosos relativamente pouco alterados no meio de material já completamente meteorizado, é muito frequente. Com efeito, a elevada heterogeneidade e as várias diferenças de comportamento deste tipo de solos obrigam, a uma caracterização específica de forma a se conhecer com máximo rigor o comportamento de determinado solo.

2.6. ESTAÇÃO MARQUÊS

2.6.1. NOTA INTRODUTÓRIA

A estação do Marquês, realizada no âmbito da empreitada do Metro Ligeiro do Porto, foi construída na Praça Marquês de Pombal, na cidade do Porto e está inserida na Linha Amarela do metro que liga o Hospital de São João a Santo Ovídeo.

Tal como referido anteriormente, esta obra foi uma das primeiras obras em poço a ser realizada em Portugal pelo Método de Escavação Sequencial em ambiente urbano, sendo que a sua forma elíptica surgiu como solução alternativa, por forma a responder eficazmente às necessidades de preservação de um conjunto de plátanos centenários na praça, e de minimização de inconvenientes ao nível de mobilidade e acessibilidade numa zona de grande tráfego.

A Figura 14 apresenta uma fotografia aérea da Estação Marquês (Figura 14 (a)), bem como o estaleiro da obra (Figura 14 (b)).



(a)

(b)

Figura 14 – Vista aérea: (a) Estação do Marquês; (b) Estaleiro da obra, (Topa Gomes, 2008).

Com efeito, este projeto usufruiu como projetistas para a escavação e estruturas a empresa CJC Engenharia e Projetos, detentores de outros projetos exemplares como o poço de Belas Artes no metro de São Paulo.

A realização desta obra, detém um caráter único, uma vez que tal escavação foi idealizada de modo a que o poço contenha não só a estação propriamente dita, mas também todas as infraestruturas contíguas, tal como o sistema de combate a incêndios, ventilação, salas técnicas, elevadores ou acessos à estação.

Para além do referido, foi também necessário ter em conta a forte heterogeneidade dos solos constituintes desta Praça, assim como a existência de uma falha sub-vertical, sensivelmente alinhada com o eixo maior da elipse.

2.6.2. DESCRIÇÃO DO PROJETO E MÉTODO CONSTRUTIVO

Como ilustra de forma muito clara a Figura 15, a estação Marquês é materializada por um poço elíptico. A Figura 15 apresenta as dimensões principais do poço da estação Marquês, bem como as dimensões dos tuneis realizados.

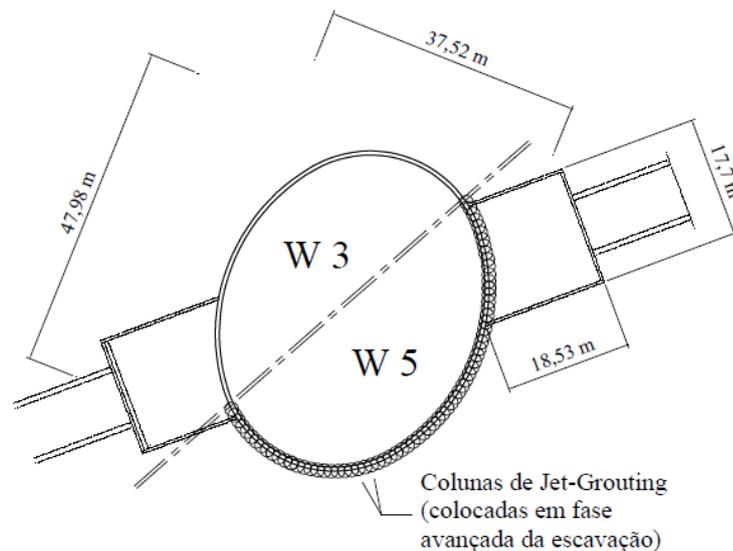


Figura 15 – Estrutura de contenção e respetivas dimensões (adaptado Bernardes,2010).

Trata-se de um poço elíptico, com maior e menor diâmetros de aproximadamente 48 m e 38 m, respetivamente, como se pode observar na Figura 15. Em profundidade, trata-se de uma escavação de aproximadamente 27 m, sendo a sua dimensão em planta de 1440 m² e o volume total de escavação de cerca de 40000 m³.

A construção do poço iniciou-se com a execução de uma viga de coroamento em betão armado de secção 1,0x0,6 m². Para a implementação da viga de coroamento foi escavada uma vala envolvente em todo o diâmetro, procedendo-se à colocação de armadura e sua posterior betonagem, assim como exposição da face lateral com a escavação de um troço inicial de 1 m de profundidade.

Após a materialização da viga de coroamento, a construção avançou seguindo o Método de Escavação Sequencial, escavando-se inicialmente uma espessura de solo de 2 m, na parte central do poço, conservando-se uma banquetta lateral de extensão entre os 2 m e os 4 m, em função das características do terreno e seus deslocamentos. Quando se atingiu uma profundidade de escavação de 3 m, retirou-se a banquetta lateral através de duas frentes de escavação diametralmente opostas. O comprimento de abertura de cada painel foi variável, entre os 6 m e os 12 m, em função das qualidades do maciço escavado. Posteriormente à abertura de cada painel foi imediatamente projetado betão, com uma espessura inicial de 4 cm, sendo que com a instalação de mais duas camadas de betão intercaladas por 2 malhas eletrossoldadas, atingiu-se um painel de 0,30 m de espessura. O processo seguiu-se assim em profundidade, sendo que a altura de cada painel passou a ser 1,8 m, com exceção do último anel, cuja altura foi de 2 m. A Figura 16 (a) apresenta o aspeto geral da escavação no nível 11.

O suporte (Figura 16 (b)) apresenta uma parede de betão projetado com armadura interior e exterior de espessura constante de 0,60 m, com exceção dos primeiros 6 níveis em que para os níveis superiores (1º ao 4º níveis) a espessura é de 0,30 m seguindo-se dois níveis de espessura 0,45 m. Com efeito, a aplicação de uma espessura intermédia possibilitou uma melhor distribuição longitudinal das tensões na parede, dado a disparidade de esforços a que a parede está sujeita quer no topo quer na base de escavação.



Figura 16 - (a) Aspeto geral da escavação no nível 11; (b) Aspeto do suporte instalado em obra (Topa Gomes, 2008).

Ao longo da escavação, na zona de solo mais brando, verificou-se que os assentamentos e os deslocamentos no suporte atingiam valores cada vez mais elevados. Com efeito, o facto dos valores se aproximarem cada vez mais dos valores de alarme pré-definidos, fez com que, numa fase posterior, se procedesse à execução de colunas de *Jet Grouting*.

As colunas *Jet Grouting* possuíam diâmetro de 1 m e um comprimento médio de 6 m em todo o perímetro a leste da falha sub-vertical. A sua execução ocorreu antes da escavação do 4º nível de escavação, sendo que foi realizada, em média, a partir da profundidade respetiva, 8 m, prolongando-se até ao 7º nível.

A Figura 17 apresenta a estrutura do suporte auxiliar na abertura dos túneis.

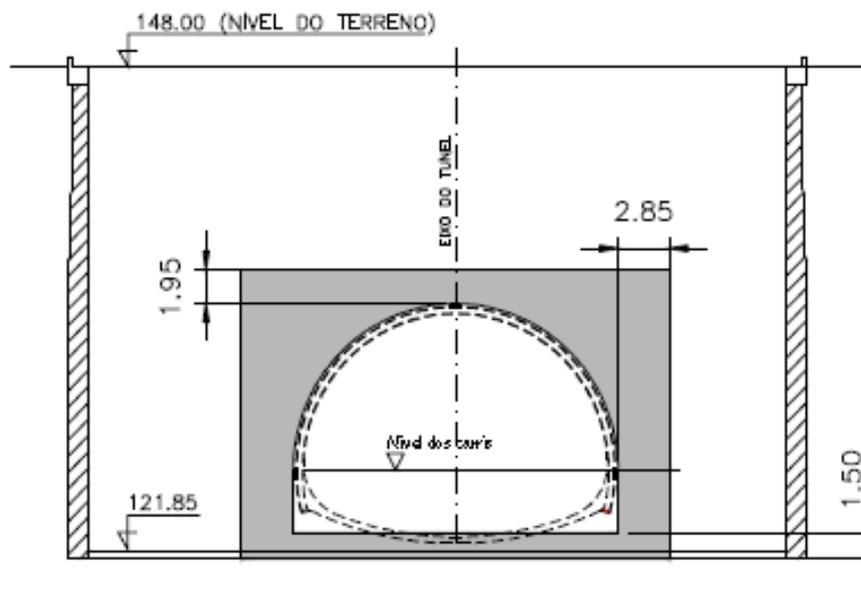


Figura 17 - Estrutura do suporte auxiliar na abertura dos túneis (retirado de Campanhã *et al*, 2002).

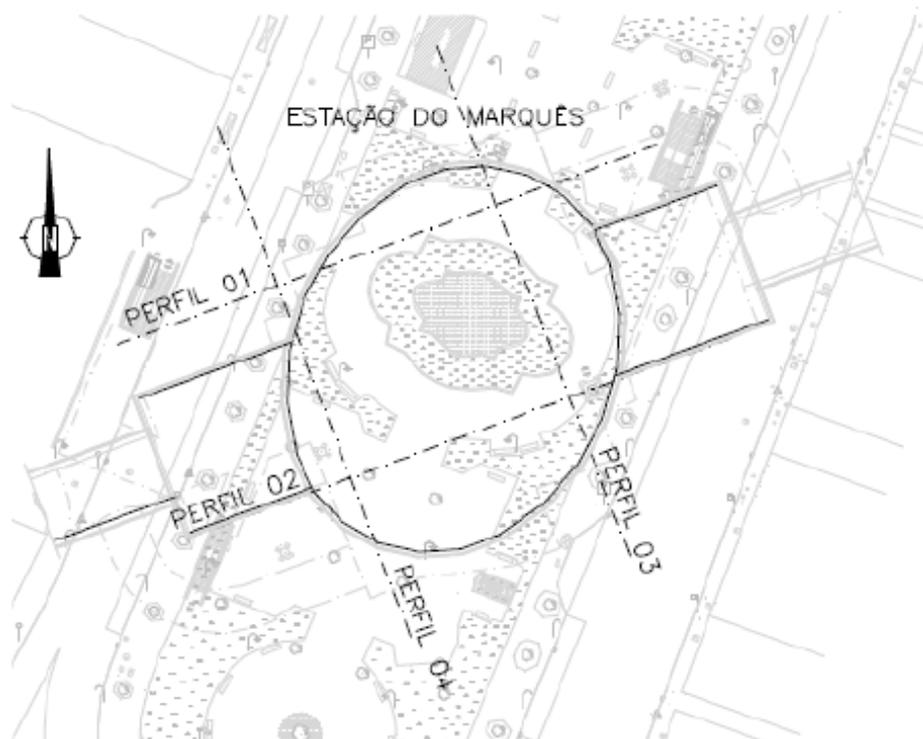
No que alude aos materiais adotados, o betão projetado foi da classe C25/30 enquanto o betão moldado foi da classe C30/35. Todas as armaduras eram da classe S400.

2.6.3 CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A tipologia de maciços na zona Norte do País é predominantemente composta por formações graníticas. Com efeito, a Estação do Marquês está inserida num maciço de estrutura e características muito particulares, predominantes do contexto geológico-geotécnico do Porto, designado por solo residual do Porto. Inúmeros estudos foram realizados com objetivo de caracterizar este tipo de solo (Viana da Fonseca, 1988, Santos, 1995 e Viana da Fonseca, 1996).

No caso em questão, foi efetuado um estudo adicional por forma a obter uma caracterização do solo o mais pormenorizada possível. A prospeção realizada consistiu assim numa prospeção geofísica com execução de ensaios Cross-Hole; execução de sondagens mecânicas a partir da superfície, para recolha de amostras (SPT's; pressiómetro de Menard; ensaio de Lugeon e ensaios dilatométricos), ensaios *in situ* e ensaios de laboratório.

Com efeito, o estudo efetuado permitiu concluir que após os primeiros 2 a 3 m de espessura formados por aterro ou solo aluvionar, predominavam solos graníticos com espessura crescente para Sudoeste. A existência de uma falha sub-vertical segundo o maior diâmetro do poço elíptico define o contacto abrupto entre o maciço rochoso (W3) predominante segundo Noroeste e o maciço alterado (W5) predominante segundo Sudeste. A Figura 18 apresenta os perfis geológicos da Praça do Marquês, segundo Campanhã, et al. (2004).



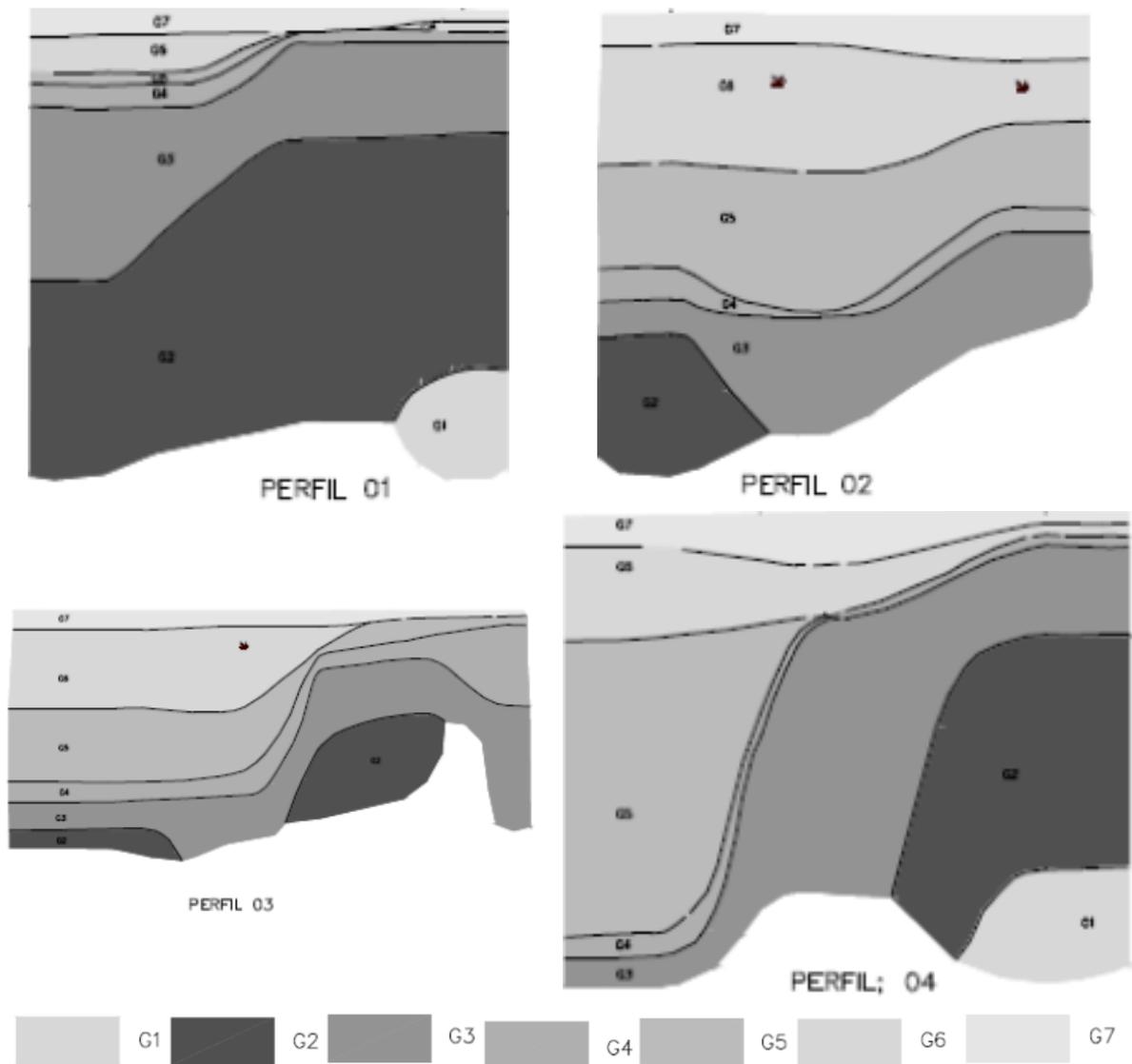


Figura 18 – Perfis geológicos da Praça do Marquês (Campanhã et al., 2004).

O estudo geotécnico realizado permitiu definir as unidades geomecânicas do projeto base, indicadas no Quadro 1 necessárias ao dimensionamento da estrutura e ao cálculo da bacia de assentamentos (Geodata/Normetro, 2002).

Quadro 1 - Parâmetros Geomecânicos utilizados nos estudos (retirado de Geodata/Normetro, 2002).

Grupo Geomecânico	Grau de Alteração	Tipo de Solo	E (GPa)	c' (MPa)	γ (KN/m ³)	ϕ' (°)
G2	W2	Granito	13	0,4	25	50
G3	W3	Granito	1	0,15	23	45
G4	W4	Granito	0,4	0,04	21	28
G5	W5 (N _{SPT} >50)	Granito Alterado	0,150	0,03	20	34
G6	W5(N _{SPT} <50)	Solo Residual	0,045	0,01	19	32
G7	At + a /-	Aterro/Aluvião	0,040	0	19	28

2.6.4 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO

2.6.4.1 PLANO DE MONITORIZAÇÃO

O projeto de monitorização é um dos elementos fundamentais em obras geotécnicas, que permite um controlo e validação do comportamento da obra durante a fase de construção, assim como a prevenção de eventuais situações críticas. Com efeito, deverá existir um plano de monitorização que não só especifique as grandezas a medir e os instrumentos necessários, como também os seus esquemas de colocação em diversas secções e que defina a frequência de leituras e as ações a tomar, caso se notem comportamentos diferentes dos previstos em projeto.

A estação do Marquês, devido ao seu caráter inovador e à construção em ambiente urbano, fez com que o projeto englobasse um vasto conjunto de instrumentos, o que permite controlar o comportamento da obra à data da construção, assim como compreender o seu funcionamento e até possibilitando uma análise dos fenómenos envolvidos através do suporte de medições reais.

Como mostra a Figura 19, o plano de monitorização adotado durante a construção da estação, foi materializado mediante a instalação de quatro pontos de nivelamento, nos extremos da elipse, oito alvos topográficos e ainda quatro inclinómetros. Além dos alvos na viga de coroamento, instalaram-se alvos, após a escavação e projeção de betão, nos pontos médios dos anéis 1,4, 6, 9 e 12. A escolha específica destes anéis deve-se ao facto de estes possuírem algumas particularidades de execução.

Sendo assim, o 1º anel possui uma profundidade superior à maioria dos anéis escavados, os anéis 4 e 6 foram os primeiros anéis cuja estrutura de contenção foi realizada com uma projeção de betão com espessura de 45 cm e 60 cm, respetivamente, enquanto os anéis 9 e 12 estão localizados a $\frac{1}{3}$ e $\frac{2}{3}$ da profundidade associado ao suporte de 60 cm de modo a obter um maior “controlo” sobre o suporte sujeito a maiores tensões horizontais.

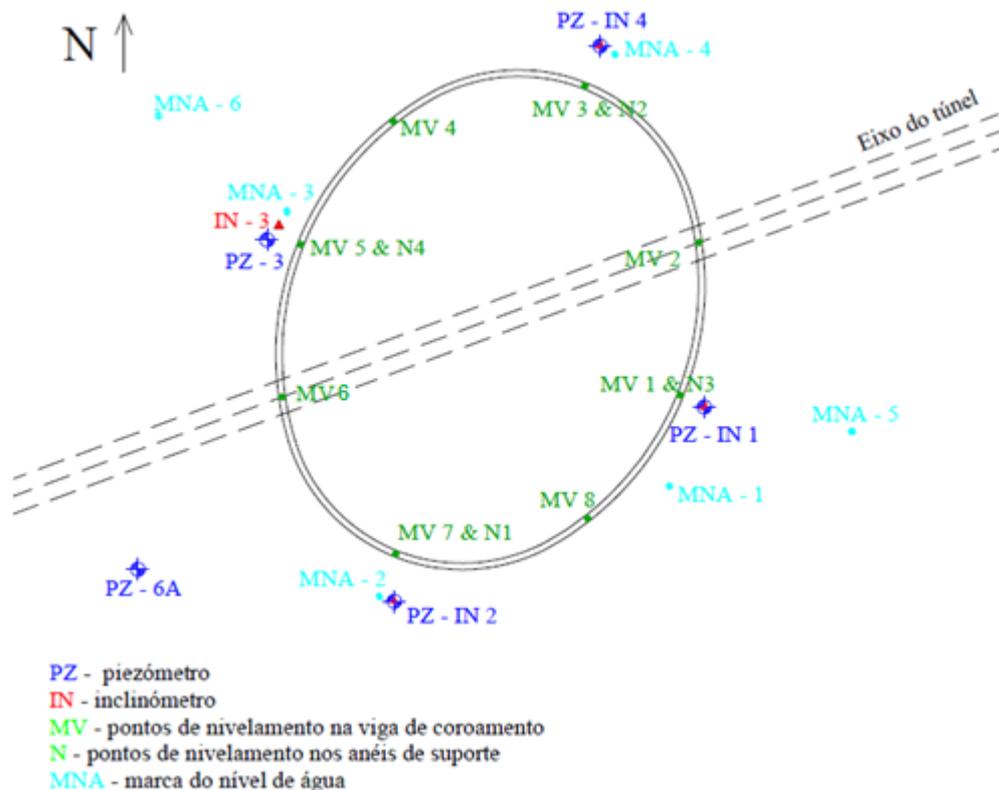


Figura 19 – Instrumentação do poço da Estação do Marquês (Bernardes,2010).

É de referir que os inclinómetros encontram-se a uma distância entre os 2 m e os 4,5 m da escavação. Com efeito, dos quatro inclinómetros, três são ainda utilizados como piezómetros que com o auxílio de medidores do nível de água possibilitam identificar e analisar a cota do nível freático à medida que se procedia à drenagem do maciço.

Refira-se ainda que, a uma distância de cerca de 20 m dos limites da escavação havia edifícios que também foram sistematicamente instrumentados, de modo a monitorizar os movimentos induzidos pela escavação, sobretudo com o recurso a régua de nivelamento, alvos topográficos e clinómetros. Em suplemento foram também colocados fissurómetros para ter a perceção se a escavação produzia movimentos em fissuras já existentes.

2.6.4.2 ASSENTAMENTOS NOS EDIFÍCIOS CIRCUNDANTES

A estação do Marquês foi construída na Praça Marquês de Pombal onde para além existirem um conjunto de plátanos centenários, havia também uma grande densidade de infraestruturas envolventes à escavação tanto do poço como dos respetivos túneis de acesso à estação, como se pode observar na Figura 20.

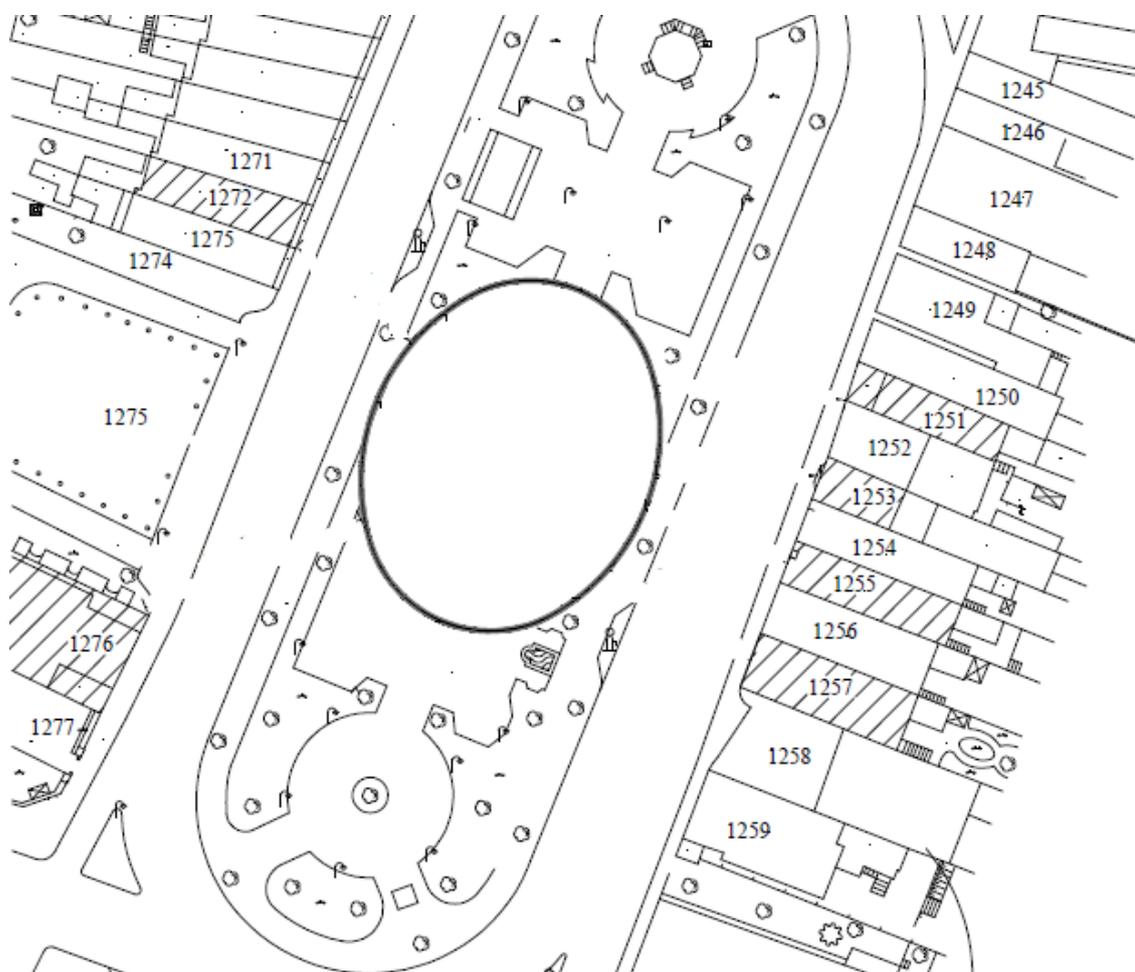


Figura 20 - Esquema dos principais edifícios monitorizados (Bernardes, 2010).

Efetivamente, do lado Este, localizam-se os edifícios em que a instrumentação foi de maior incidência. Com efeito, trata-se de edifícios predominantemente habitacionais constituídos por três ou mais andares, em que o rés-do-chão é dirigido a vários serviços, sendo portanto, zonas densamente frequentadas.

Na monitorização realizada, foram controlados dezoito edifícios, sendo que destes, seis tiveram uma maior atenção devido à sua grande proximidade da escavação. Sendo assim, para uma boa monitorização

dos mesmos, foram instaladas réguas de nivelamento auxiliadas por clinómetros, para permitir controlar os deslocamentos a que a estrutura poderia estar sujeita, assim como rotações. No que diz respeito aos restantes edifícios identificados, foram instalados conjuntos de dois alvos topográficos a dois níveis diferentes, de forma a permitir controlar os deslocamentos a que as fachadas dos edifícios poderiam estar sujeitas.

Na Figura 21, pode-se observar os assentamentos sofridos pelos vários edifícios circundantes após a realização da obra.

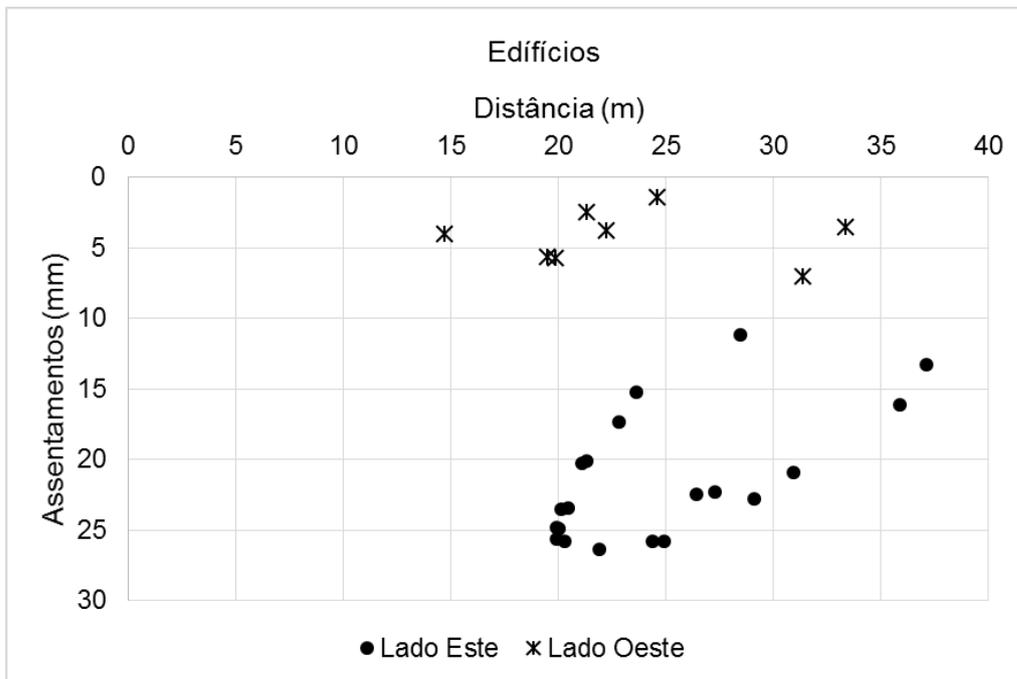


Figura 21 – Assentamentos registados nos edifícios circundantes da estação do Marquês.

Tal como mostra a Figura 21, os edifícios localizados a Este da escavação são bastante mais afetados do que os localizados do lado Oeste, experimentando assentamentos maiores. Tal comportamento deve-se sobretudo ao facto de o maciço no Lado Este possuir características geotécnicas muito mais precárias.

2.6.4.3. DEFORMADA HORIZONTAL DA VIGA DE COROAMENTO

Como ilustra a Figura 22, instalaram-se ao nível da viga de coroamento 8 alvos topográficos, o que possibilita ter uma noção da sua deformada em planta.

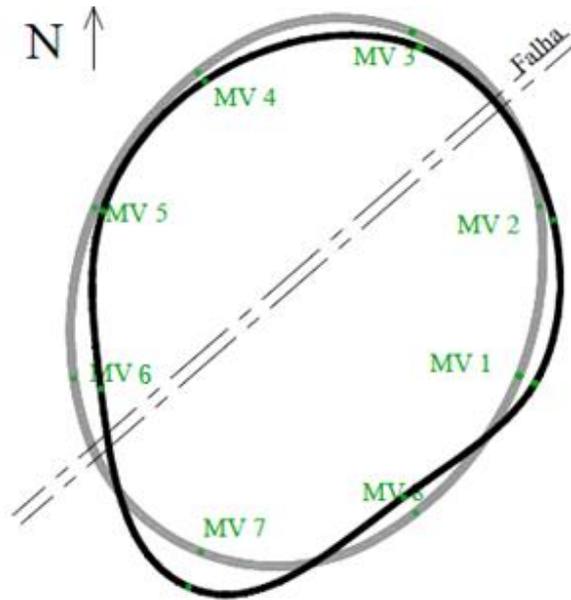


Figura 22 - Deformada da viga de coroamento. (Bernardes,2010).

Observa-se um comportamento algo irregular, uma vez que na zona com um raio de curvatura maior, logo teoricamente mais rígido, foram registados os maiores deslocamentos em planta assim como assentamentos, tal como registado através do alvo MV7. Com efeito, verifica-se que na zona associada ao alvo MV1, zona mais plana, a viga desloca-se na direção oposta à escavação.

2.6.4.4 DEFORMAÇÃO DO MACIÇO

Na planta de instrumentação apresentada na Figura 23 é observável a presença de 4 inclinómetros, localizados sensivelmente nos alinhamentos dos eixos da elipse. É ainda de notar, a existência de uma falha sub-vertical no eixo de maior diâmetro do túnel, sendo que os Inclinómetros I1 e I2 se localizam a Este da mesma e os Inclinómetros I3 e I4 a Oeste.

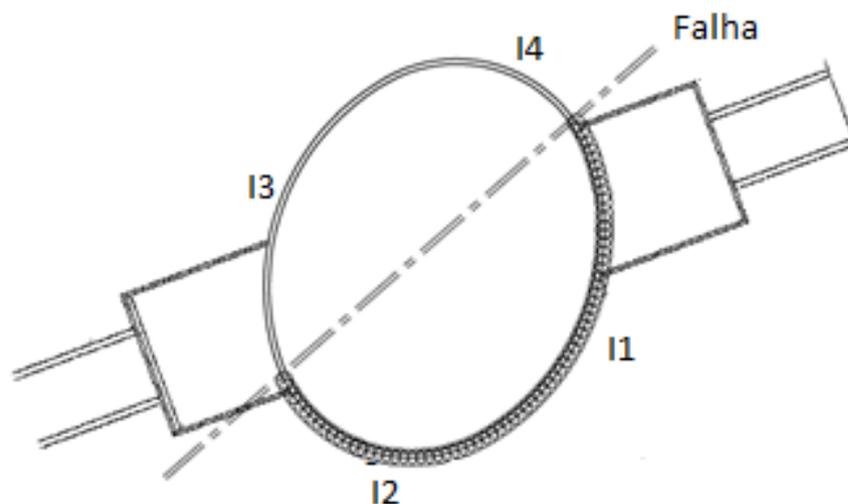


Figura 23 - Planta de localização dos Inclinómetros da estação do Marquês (adaptado Bernardes,2010).

Os inclinómetros I2 e I4 encontram-se a cerca de 4,1 m do suporte, sendo que os Inclinómetro I1 e I3 estão mais próximos, a cerca de 2,2 m. Com efeito, as diferenças nos movimentos registadas estarão relacionadas com o aspeto presentemente referido, a existência de uma falha sub-vertical, assim como,

com as heterogeneidades características dos solos residuais. A Figura 24 apresenta os deslocamentos horizontais perpendiculars à escavação dos 4 inclinómetros na sua proximidade.

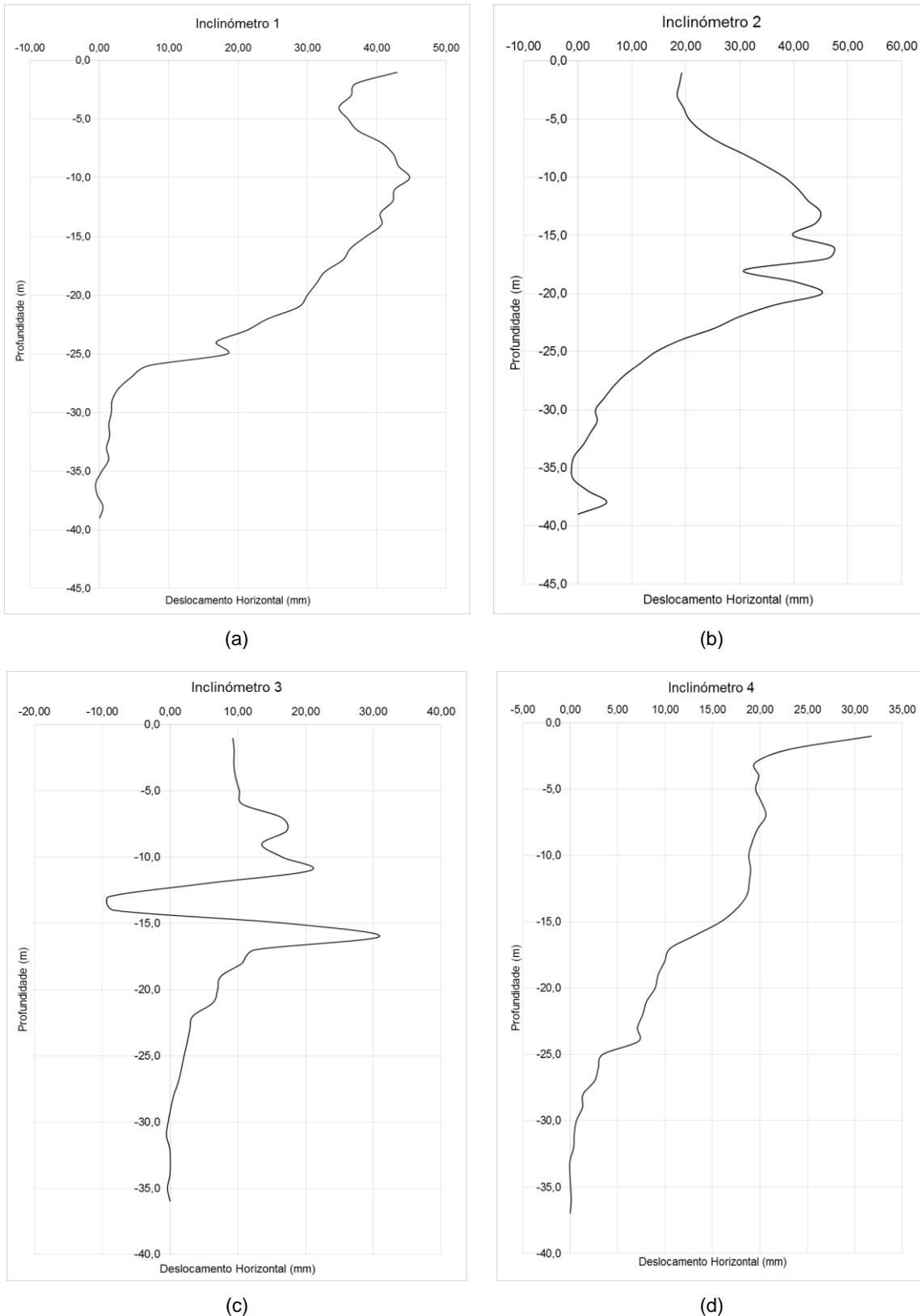


Figura 24 – Deformada dos Inclinómetros: (a) Inclinómetro 1, (b) Inclinómetro 2, (c) Inclinómetro 3, (d) Inclinómetro 4.

Observando os movimentos registados nos 4 inclinómetros são bem relevantes as diferenças, sobretudo no que diz respeito à magnitude dos movimentos máximos obtidos. Nos três primeiros inclinómetros os deslocamentos horizontais máximos registados são bastante elevados com valores entre os 45 e 50 mm, para profundidades entre os 10 m e os 16 m. No Inclinómetro 4 o deslocamento máximo regista-se a cerca de 1 m de profundidade, sendo o seu valor de 32 mm.

Relativamente à qualidade do maciço, a análise dos movimentos leva a concluir que o maciço é bastante mais deformável do lado Este da falha e bastante menos deformável do lado Oeste da mesma. Esta observação manifesta-se diretamente no registo dos deslocamentos observados, uma vez que o volume de deformação obtido através da deformada da parede é superior nos Inclinómetros 1 e 2, precisamente do lado Este da falha, ao passo que o Inclinómetros 3 e 4, posicionados do lado Oeste, registam um volume menor de terras deslocadas.

2.7. ESTAÇÃO ALIADOS

2.7.1. NOTA INTRODUTÓRIA

A estação de Metro dos Aliados, realizada no âmbito da empreitada do Metro Ligeiro do Porto, foi construída na Avenida dos Aliados, na cidade do Porto e está inserida na Linha Amarela (Linha D) do metro. Com efeito, a referida estação é uma das mais marcantes estações da obra do Metro do Porto, devido a esta zona do Porto confundir-se com a própria história da cidade nos últimos 200 anos.

A passagem do metro na Avenida dos Aliados implicava a construção de uma estação enterrada. Sendo assim, foram dispostas duas soluções: uma passava pela construção de um poço para a execução da estação e das galerias através de uma obra puramente subterrânea, enquanto a outra passava pelo método cut and cover. A solução adotada foi a segunda, por ser mais económica e viável, sendo indispensável a escavação de toda a área de implantação necessária para a construção da estrutura da estação. Com efeito, tal como a maioria das estações realizadas com escavações a céu aberto, esta implantação tem como dimensões 75x25 m², e uma área de 1875 m². De referir que esta área é praticamente sincrónica com a área necessária ao nível do cais.

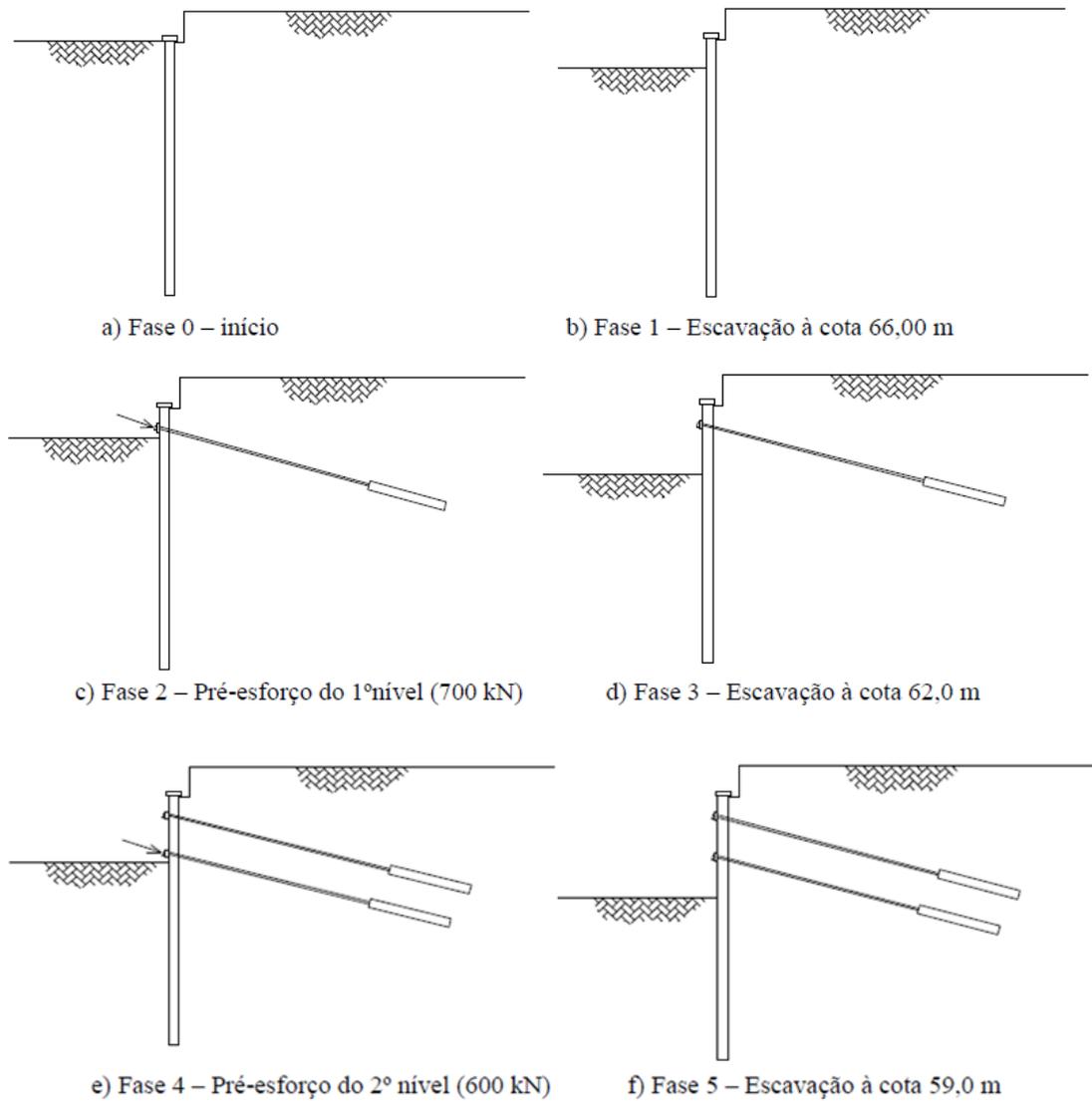
A realização da obra implicou ter em atenção os diversos tipos de condicionamentos existentes (geométricos e topográficos, geológico-geotécnicos, hidráulicos, estruturais, existência de estruturas vizinhas, construtivos, etc.). Tais condicionamentos estão identificados na “Memória Descritiva do Projeto” desenvolvido pela Viaponte, Lda. (NORMETRO, 2002a). Com efeito, a zona de implantação da estação apresenta uma inclinação de Norte para Sul da ordem dos 5%, acompanhada pela cobertura da estação.

Como referido anteriormente, a escavação iria preencher um terreno onde o tráfego de pessoas e de veículos, tanto de ligeiros como de pesados, é intenso, havendo grande incidência da presença de transportes coletivos. Por outro lado, na Avenida dos Aliados existem algumas edificações muito emblemáticas da cidade do Porto.

Sendo assim, o objetivo principal da obra foi minimizar o prazo de execução desta para não limitar excessivamente os acessos à zona e ter cuidados adicionais para minimizar os efeitos da descompressão do maciço resultantes da escavação e o conseqüente assentamento nos maciços adjacentes.

2.7.2. DESCRIÇÃO DO PROJETO E MÉTODO CONSTRUTIVO

O faseamento construtivo considerado no projeto para escavação e contenção periférica da Estação Aliados é apresentado na Figura 25 (Quintela,2008). Com efeito, uma vez realizada a escavação, foram executadas as ancoragens e aplicado o pré-esforço em cada ancoragem. Assim sendo, o previsto em projeto seria uma escavação formada por 13 fases (7 delas correspondentes à escavação e as restantes correspondentes ao pré-esforço aplicado às ancoragens).



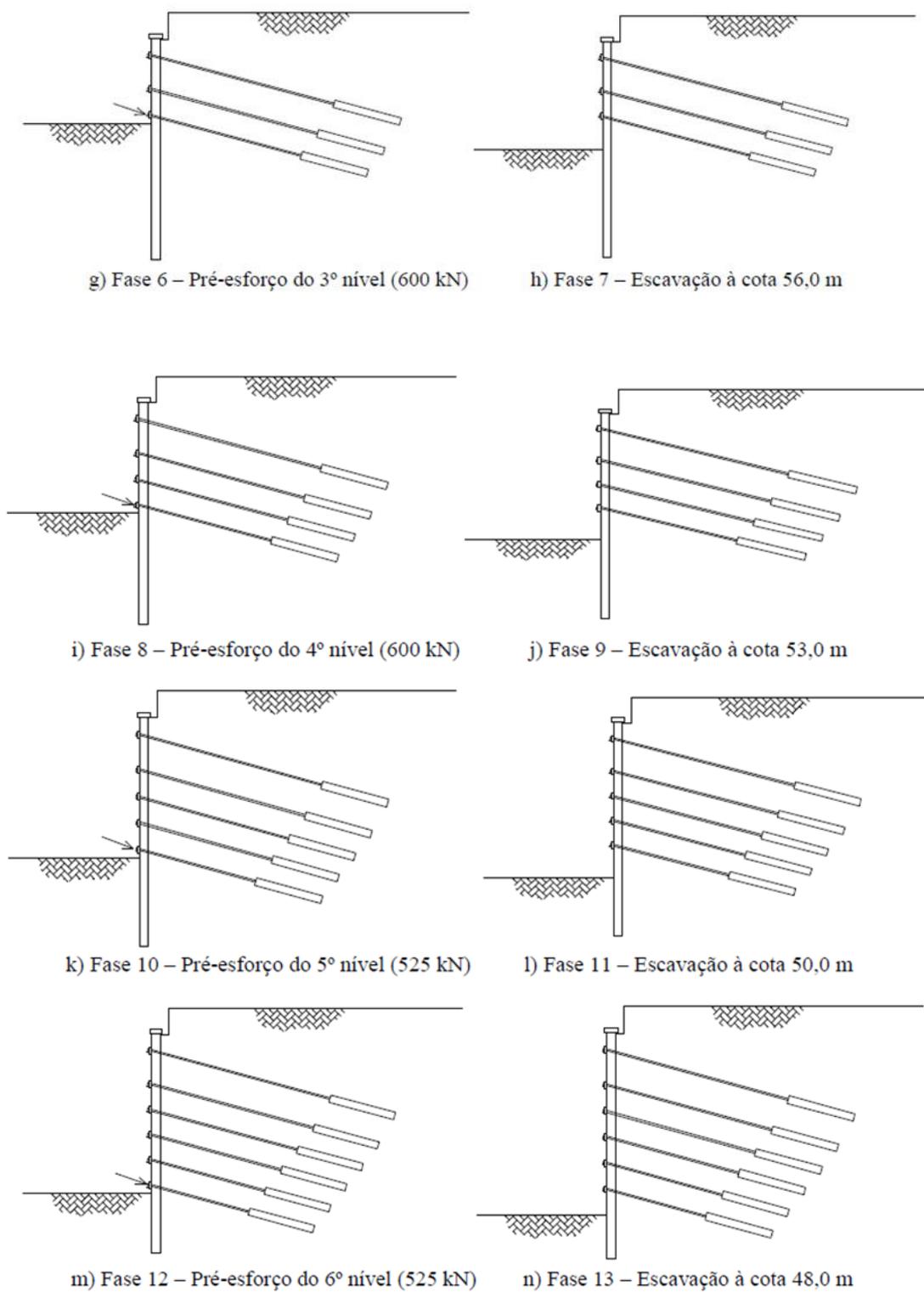


Figura 25 – Faseamento Construtivo da Estação Aliados (Quintela,2008).

Segundo Quintela (2008) durante a realização do referido processo construtivo houve uma exceção à regra, sendo que as fases 6 e 7 não foram cumpridas corretamente. Sendo assim, a escavação para realização do 4º nível de ancoragens foi iniciada sem aplicação prévia de pré-esforço na ancoragem do 3º nível, originando assim uma sobre escavação de 3,5 m, como se pode observar na Figura 26.



Figura 26 - Sobre escavação à cota 56,50 m, (fotografias de Viana da Fonseca, 2003).

Na maioria das zonas, a escavação engloba uma cortina de estacas moldadas de betão armado com 1 m de diâmetro, um afastamento médio de 1,36 m e uma profundidade mínima de encastramento na formação granítica medianamente alterada a muito alterada de 2,5 m. Adicionalmente, entre as estacas foi aplicado betão projetado com 0,15 m de espessura e uma malha quadrada ($\phi 8//0,15$).

A cortina é suportada por ancoragens pré-esforçadas conexas a vigas horizontais em betão armado. Foram projetados 6 níveis de ancoragens espaçadas entre si de 2,8 m longitudinalmente. O pré-esforço aplicado atingiu um valor máximo de 700 kN, no primeiro nível de ancoragens, um valor mínimo de 525 kN no último nível de ancoragens e um valor de 600 kN nos restantes níveis de ancoragens.

Com efeito, as estacas têm um comprimento de 26 m, vencendo um desnível de escavação de 21 m, com uma ficha de 5 m, como se pode observar na Figura 27. É de notar também, a disposição inclinada das ancoragens, formando um ângulo de 15° com a horizontal.

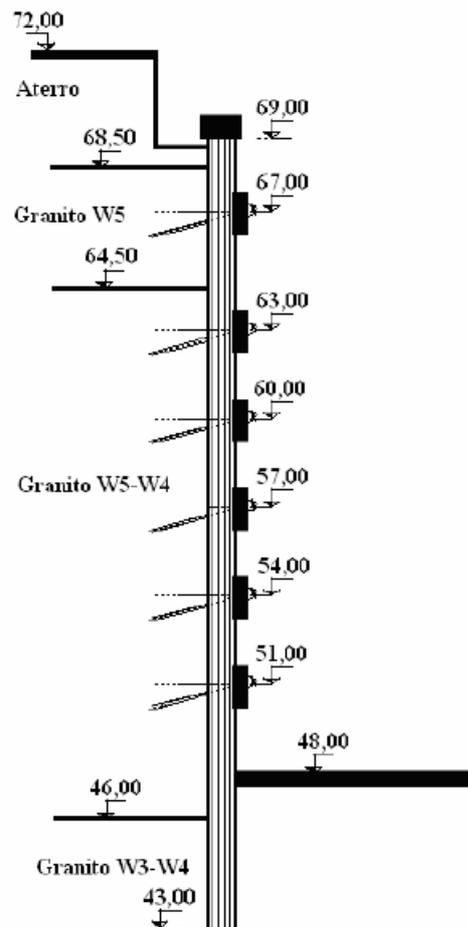


Figura 27 -Corte esquemático das estacas executadas, (NORMETRO, 2002a).

O Quadro 2 apresenta as características adotadas em cada nível de ancoragens.

Quadro 2 – Características das Ancoragens.

Nível	Comprimento livre (m)	Comprimento do Bolbo de Selagem (m)	Inclinação com a horizontal (°)	Pré-esforço aplicado (KN)
1	22,0	8,0	15	700
2	20,0	8,0	15	600
3	18,0	8,0	15	600
4	16,0	8,0	15	600
5	14,0	8,0	15	525
6	12,0	8,0	15	525

2.7.3. CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

De acordo com os boletins das sondagens executadas nas contiguidades da zona em estudo, observou-se que, na sua maioria, o maciço, com nível freático muito próximo da superfície, é formado por uma camada superficial de aterro, sobrejacente a uma camada de depósito a aluvionar e a várias camadas de Granito do Porto, com um grau de alteração entre o W2 e o W5.

Sendo assim, na área em estudo, os trabalhos de prospeção admitiram a seguinte sequência estratigráfica:

- i. Camada superficial composta por um aterro de espessura de 3,5 m, aproximadamente;
- ii. Formação granítica completamente alterada (W5) que se prolonga até uma profundidade de cerca de 7,5 m;:
- iii. Formação muito a completamente alterada (W4-W5), com possança da ordem de 18,5 m;
- iv. Formação granítica moderada a muito alterada (W3-W4).

O Quadro 4 apresenta os parâmetros geomecânicos do solo da área em estudo, segundo Quintela (2008).

Quadro 3 - Parâmetros Geomecânicos (Quintela, 2008).

Descrição	E (MPa)	c' (kPa)	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	ϕ' (°)	ψ (°)	K ₀	ν
Aterro	10	0,5	19	21	27	0	0,55	0,2
Granito W5	15,9	5	19,5	21,5	35	10	0,35	0,26
Granito W4-W5	13,2	17,6	18,7	21,5	43,1	8,3	0,45	0,26
Granito W3-W4	1000	100	23	25	38	0	0,70	0,2

2.7.4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO

2.7.4.1. PLANO DE MONITORIZAÇÃO

A estação dos Aliados, tal como a estação do Marquês, devido ao seu carácter empreendedor e à construção em ambiente urbano, fez com que o projeto englobasse um vasto conjunto de instrumentos, de forma a controlar o comportamento da obra à data da construção, assim como compreender o seu funcionamento e até possibilitando uma análise dos fenómenos envolvidos, com base em medições reais.

Como mostra a Figura 28, o plano de monitorização adotado durante a construção da estação, foi materializado mediante a instalação de piezómetros, localizados a 1 e 20 m dos limites de escavação, possibilitando conhecer a posição do nível freático, assim como a sua variação ao longo do período de realização da obra. A instalação de inclinómetros verticais encastrados em determinadas estacas e a instalação de alvos topográficos na viga longitudinal de redistribuição dos esforços do 1º nível de ancoragens, permitiram medir os movimentos da cortina. Além dos alvos na viga de redistribuição, instalaram-se células de carga em algumas ancoragens do 1º, 3º e 5º nível, de maneira a controlar o valor do pré-esforço instalado em cada um dos níveis, assim como a sua variação ao longo do tempo. Por fim, foram também colocadas marcas superficiais a diferentes distâncias dos limites de escavação, de forma a obter-se os assentamentos experimentados à superfície do terreno e, conseqüentemente, a bacia de subsidência.

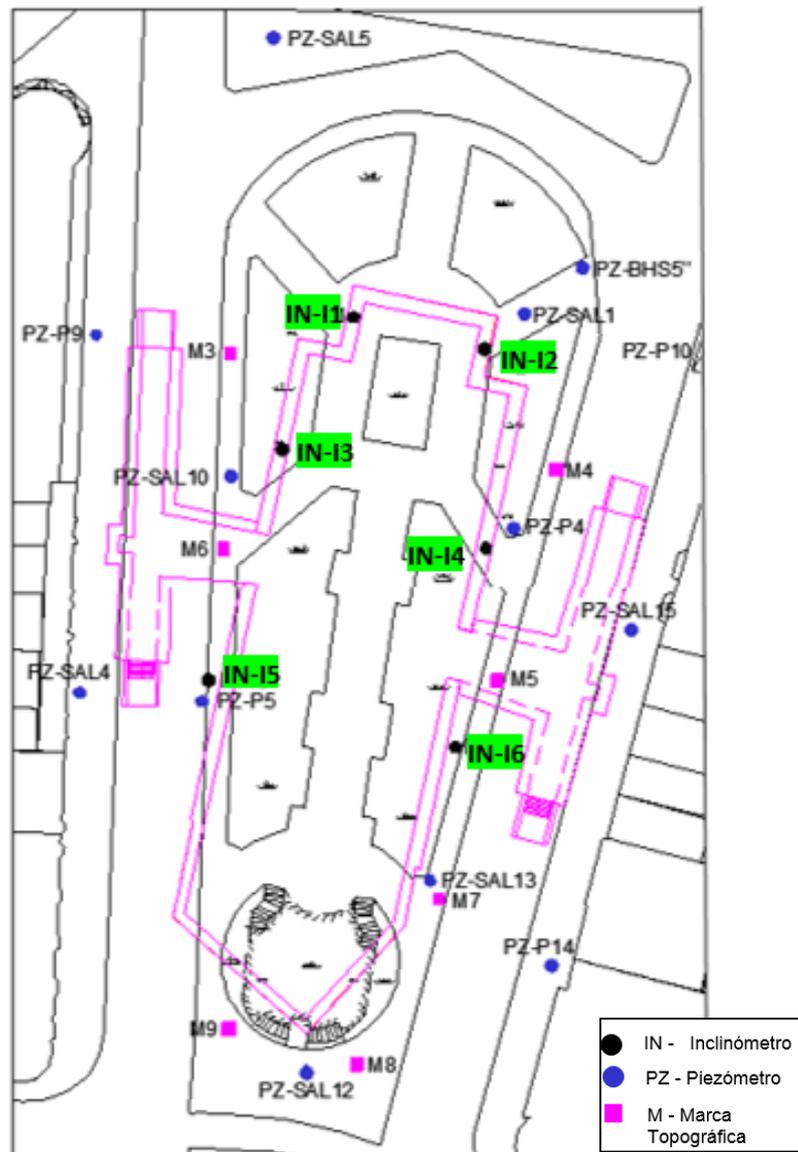


Figura 28 – Planta de Instrumentação – Estação Aliados (NORMETRO, 2002).

Refira-se ainda que, os edifícios circundantes também foram sistematicamente instrumentados, de modo a monitorizar os movimentos induzidos pela escavação, sobretudo com o recurso a réguas de nivelamento, alvos topográficos e clinómetros.

2.7.4.2 ASSENTAMENTOS NOS EDIFÍCIOS CIRCUNDANTES

A estação Aliados foi construída na Avenida dos Aliados, que para além de ser uma zona com forte tráfego de pessoas e de veículos, tanto de ligeiros como de pesados, havendo grande incidência da presença de transportes coletivos, tem também algumas das edificações mais emblemáticas da cidade do Porto. A Figura 29 mostra-nos algumas edificações circundantes da referida estação.



Figura 29 - Zona de implantação da estação Aliados (F. Piqueiro/Foto Engenho, Lda, 2003).

Com efeito, a monitorização realizada nos vários edifícios permitiu a observação dos assentamentos sofridos pelas edificações circundantes ao longo da obra. Na Figura 30, pode-se observar os deslocamentos sofridos pelos vários edifícios após a realização da obra.

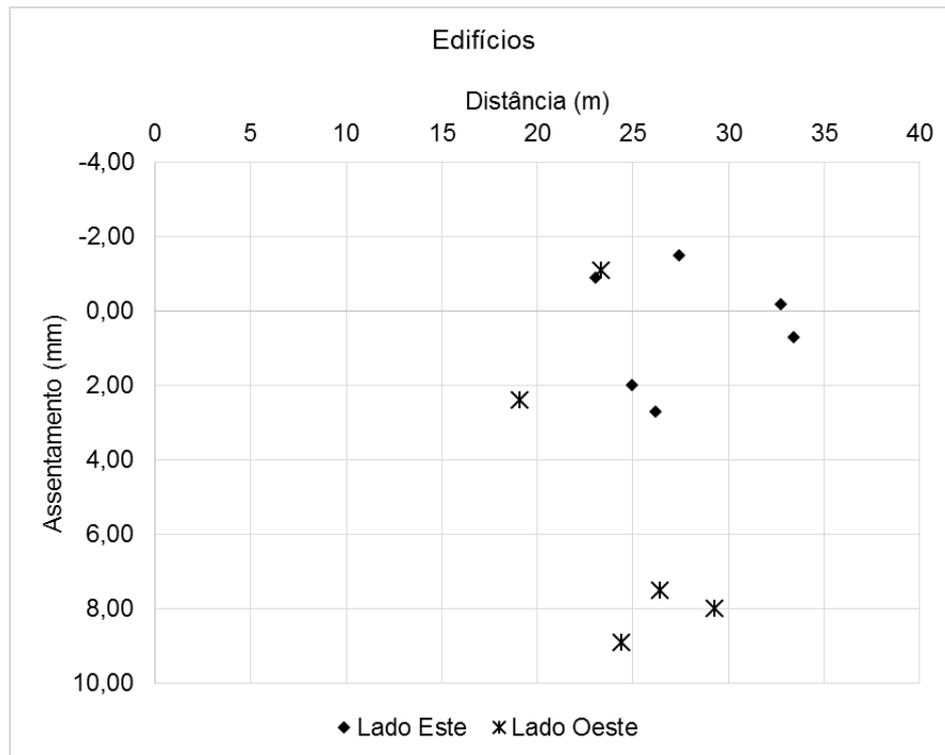


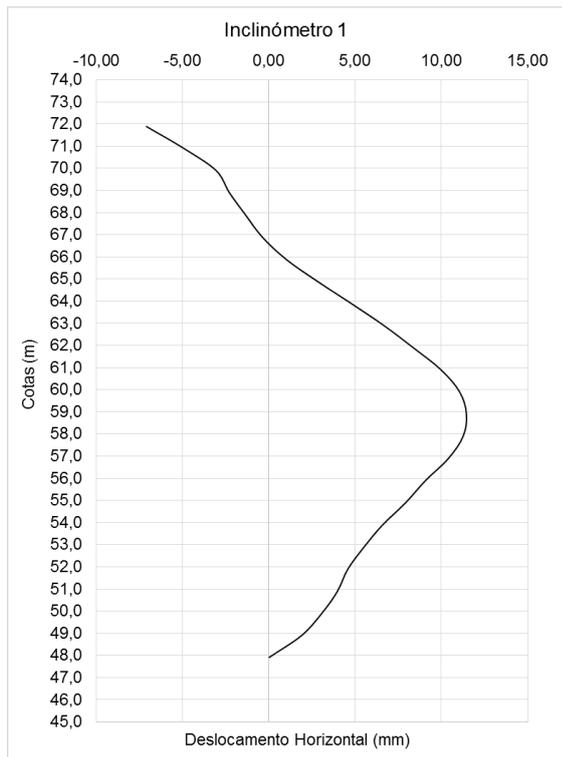
Figura 30 - Assentamentos registados nos edifícios circundantes da estação Aliados.

Tal como mostra a Figura 30, os edifícios localizados a Oeste da escavação são bastante mais afetados do que os localizados do lado Este, experimentando assentamentos significativamente maiores.

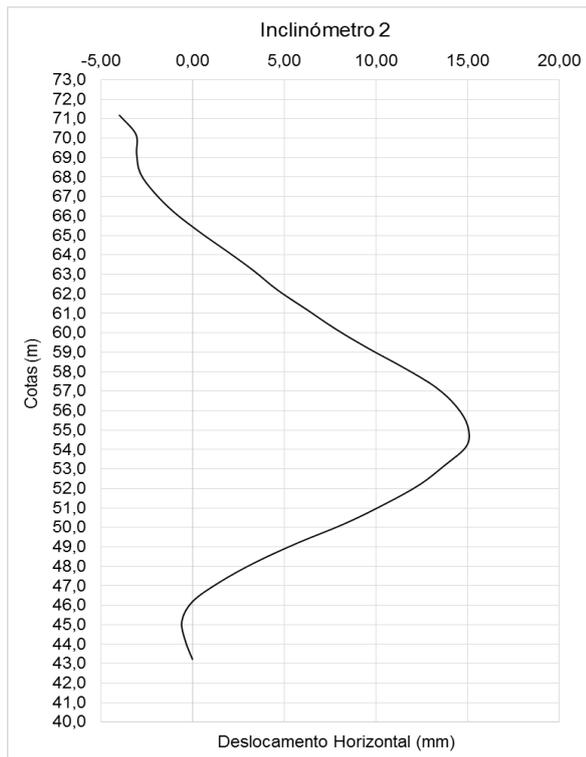
2.7.4.3. DEFORMAÇÃO DO MACIÇO

Na planta de instrumentação apresentada na Figura 28 é observável a presença de 6 inclinómetros, sendo que os Inclinómetros I1, I3 e I5 se localizam a Oeste da escavação e os Inclinómetros I2, I4 e I6 a Este.

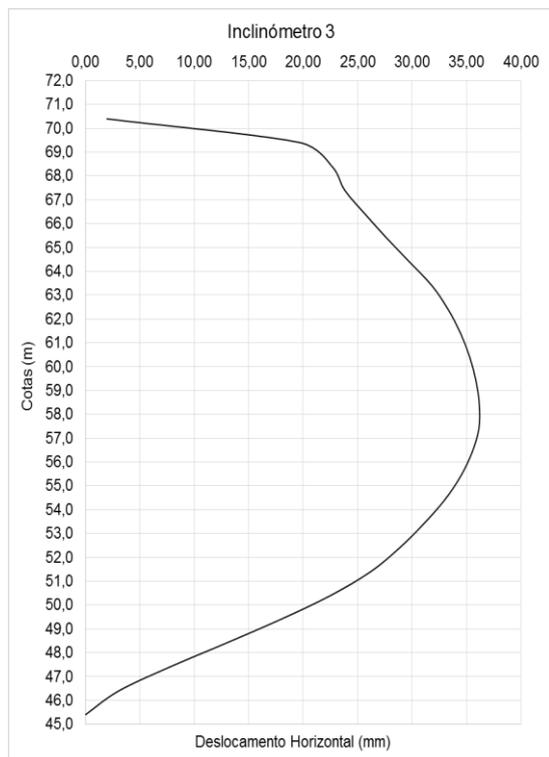
Com efeito, as diferenças nos movimentos registadas por cada instrumento estarão relacionadas, essencialmente, com as heterogeneidades características dos solos residuais. A Figura 31 apresenta os movimentos horizontais em direção à escavação registados nos 6 inclinómetros.



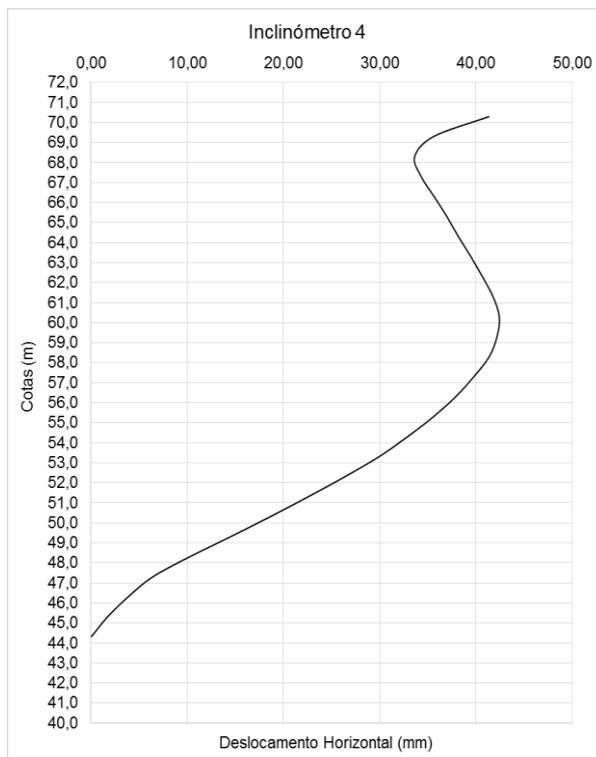
(a)



(b)



(c)



(d)

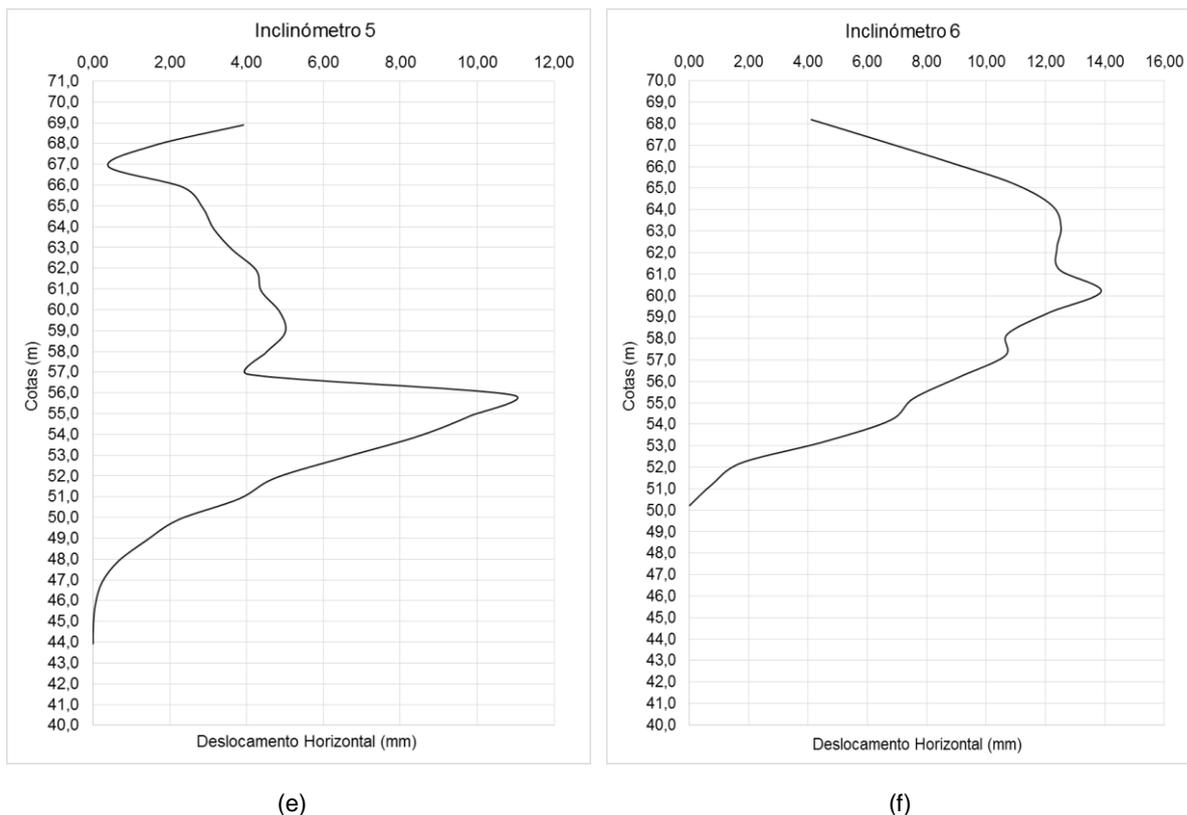


Figura 31 - Deformada dos Inclínómetros: (a) Inclínómetro 1, (b) Inclínómetro 2, (c) Inclínómetro 3, (d) Inclínómetro 4, (e) Inclínómetro 5, (f) Inclínómetro 6.

Observando os movimentos registados nos 6 inclinómetros são bem relevantes as diferenças, sobretudo no que diz respeito à magnitude dos movimentos máximos obtidos. Nos inclinómetros 1, 2, 5 e 6 os deslocamentos horizontais máximos registados não são muito relevantes, registando-se valores entre os 10 e 15 mm, para profundidades entre os 12 m e os 17 m. Nos Inclinómetros 3 e 4 os deslocamentos máximos registados são bastante mais elevados, com valores da ordem dos 40 mm, para profundidades entre os 12 m e 17 m.

A análise dos movimentos leva a concluir que o volume de terras suportado atinge valores superiores nas zonas correspondentes aos Inclinómetros 3 e 4. No Capítulo seguinte este tema será abordado com maior pormenor.

3

MÉTODOS DE PREVISÕES DE ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS

3.1. DESCRIÇÃO MÉTODOS DE PREVISÕES DE ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS

Em meio urbano, o efeito indireto das escavações sobre as estruturas vizinhas é uma preocupação importante para todos os intervenientes no processo. A observação de diferentes estruturas de suporte flexíveis levou à avaliação dos comportamentos característicos quer a nível de deslocamentos da cortina, quer a nível dos assentamentos da superfície do terreno.

Neste ponto, pretende-se explorar diversos métodos de origem empírica e semi-empírica, de forma a estudar a relação entre a deformação do suporte e os assentamentos atrás da parede. Pretende-se com isto, perceber quais as relações que melhor se adequam ao problema em discussão, assim como fazer algumas considerações finais que permitam uma melhor adequação entre o modelo empírico e o comportamento observado em obra.

Com efeito foram propostos vários métodos para avaliação de tais assentamentos, sendo que, segundo *Hsieh & Ou* (1998), citado por Sidney Sze Yue Lam (Tese de Doutoramento, 2010), a primeira análise prática de resultados de assentamentos observados em escavações deste tipo foi apresentada por *Peck* (1969).

Dos variados métodos de previsão de assentamentos superficiais em obras de escavação, aludem-se os métodos empíricos que se baseiam essencialmente na experiência com obras reais dos autores, correlacionada com ensaios *in situ* e de laboratório. Realçam-se assim os casos de *Peck* (1969), *O'Rourke* (1990), *Hsieh* (1998) e *Moorman* (2004). Por outro lado, realçam-se, também, as abordagens semi-empíricas em que o conhecimento obtido em campo é traduzido em correlações de base analítica, como o caso do método de *Bauer* (1984), e do Método de *Bowles* (1988).

No Quadro 4 passam-se a citar os métodos de cálculo de assentamentos superficiais mais relevantes em obras de escavação.

Quadro 4 – Principais métodos de cálculo de assentamentos superficiais e respetivas origens e aplicações.

Métodos	Origem	Tipos de Solo a que se aplica
1- Método de Peck	Empírico	Solos arenosos e argilosos
2- Mana and Clough	Empírico	Solos argilosos
3- Método de Bowles	Semi-Empírico	Solos incoerentes e coesivos
4- Método de Bauer	Semi-Empírico	Solos arenosos
5- Método de Clough e O'Rourke	Empírico	Solos arenosos ou solos de argilas duras
6- Método de Clough et al.	Empírico	Solos argilosos
7- Observação da envolvente de assentamentos de Hsieh e Ou	Empírico	Solos arenosos e argilosos (*)
8- Método de Ou et al.	Semi-Empírico	Solos arenosos e argilosos (*)
9- Método de Hsieh e Ou	Empírico	Solos arenosos e argilosos (*)
10- Banco de dados de Long	Empírico	Solos duros e argila mole
11- Banco de dados de Moormann	Empírico	Solos Moles
12- Método de Trajetórias de Tensão	Empírico	Solos Saturados

(*) Consideração de aplicação para todo tipo de solos, por falta de informação mais detalhada.

A Figura 32 apresenta a esquematização das diferentes variáveis base necessárias à aplicação dos distintos métodos anteriormente citados.

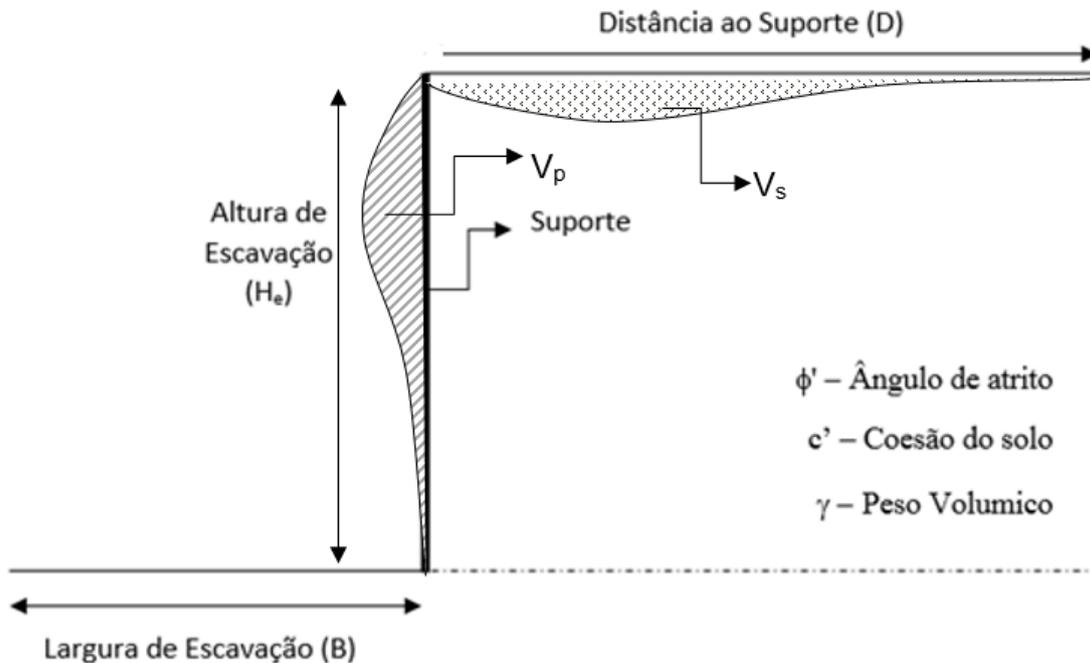


Figura 32 – Representação esquemática das variáveis base.

No Quadro 5, apresentam-se as respetivas variáveis base necessárias à aplicação de cada método.

Quadro 5 - Métodos e respetivas Variáveis Base.

Métodos	Variáveis Base
1- Método de Peck	V_s, H_e, i, V_T
2- Mana and Clough	H_e
3- Método de Bowles	ϕ', B, H_e, V_s
4- Método de Bauer	$\phi', \gamma, H_e, f_1, f_2, D_r$
5- Método de Clough e O'Rourke	H_e
6- Método de Clough et al.	H_e
7- Observação da envolvente de assentamentos de Hsieh e Ou	H_e
8- Método de Ou et al.	H_e
9- Método de Hsieh e Ou	H_e, ϕ, V_s, A_c, A_s
10- Banco de dados de Long	H_e
11- Banco de dados de Moormann	H_e
12- Método de Trajetórias de Tensão	H_e

Contudo, de entre os métodos citados, nem todos são aplicáveis aos casos em estudo, uma vez que a obra do Metro do Porto é uma escavação realizada em solo residual granítico. Tendo por base a lição Manuel Rocha do Professor Manuel de Matos Fernandes (2010), passa-se a apresentar alguns dos métodos mais importantes na avaliação de assentamentos superficiais, para os casos em estudo.

3.1.1. MÉTODO DE PECK

A primeira observação de assentamentos em escavações suportadas por estruturas flexíveis foi apresentada por Peck (1969). Com efeito, a Figura 33 apresenta as curvas de assentamentos tipo “spandrel” sugeridas por Peck na avaliação dos assentamentos. A figura associada encontra-se dividida em 3 zonas (I, II e III), cujas diferenças devem-se ao tipo de solo e à sua trabalhabilidade.

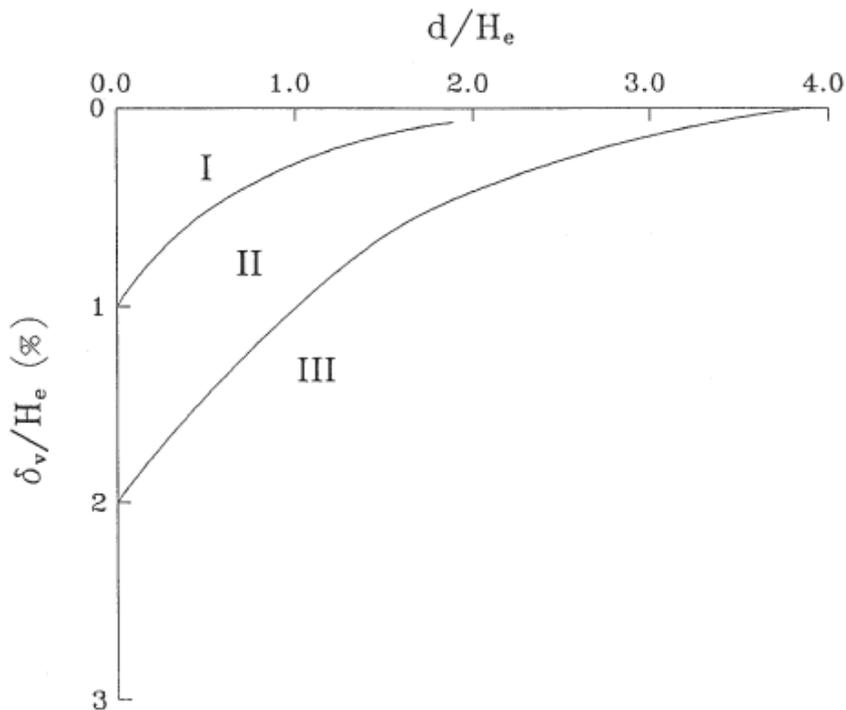


Figura 33- Assentamentos previsíveis junto a escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck 1969).

Com efeito, as três zonas observadas na Figura 33 são caracterizadas da seguinte forma:

ZONA I – Areia e argilas médias e rijas ($c_u > 25$ kPa).

ZONA II – a) Argilas muito moles a moles ($c_u < 25$ kPa):

- 1 – Pequena profundidade de argila abaixo da escavação;
- 2- Grande profundidade de argila abaixo da escavação mas $N_b < N_{bc}$.

b) Assentamentos afetados por dificuldades construtivas.

ZONA III – Argilas muito moles até grande profundidade abaixo da escavação e com $N_b > N_{bc}$

Sendo que:

$N_b = \frac{\gamma H}{s_u}$ – representa o número de estabilidade;

N_{bc} – representa o número de estabilidade crítico.

Os casos práticos utilizados para realização desta proposta são referentes a obras anteriores a 1969, sendo que as escavações foram suportadas por estaca-prancha. Sendo assim, este tipo de contenção faz com que os valores obtidos através deste método sejam superiores aos observados nos dias de hoje, em obras realizadas com recurso a tecnologias mais recentes. Com efeito, o método em questão continua a ser bastante utilizado dado a sua simplicidade de aplicação e rapidez na aquisição da curva e dos valores de assentamentos superficiais.

3.1.2. MÉTODO DE BOWLES

O Método de Bowles (1988) é um método de previsão de assentamentos do tipo “spandrel”, baseado em observações de distintos casos práticos. Segundo este método, o perfil de assentamentos assemelha-se a uma parábola, como se pode observar na Figura 34, sendo que o assentamento máximo ocorre imediatamente atrás do suporte de escavação.

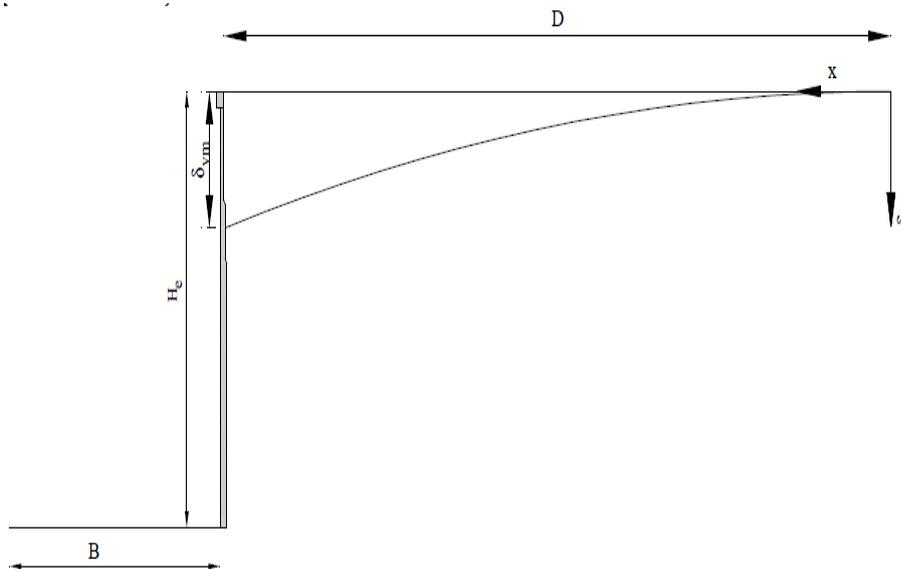


Figura 34 – Representação da curva de assentamentos e das grandezas previstas no Método Bowles (1988).

Com efeito, para aplicação deste método é necessário a estimativa de duas grandezas. A estimativa da deformação lateral da parede é indispensável para o cálculo do volume de solo deslocado que “acompanha” a estrutura (V_s), sendo a outra grandeza também indispensável à estimativa a largura à superfície afetada pela deformação do suporte (D).

Geralmente, a deformação lateral da parede é estimada a partir da instrumentação colocada, sendo que a largura de influência pode ser estimada através da equação (1), sugerida por Caspe (1966) e adotada por Bowles.

$$D = (H_e + H_d) \times \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (1)$$

Em que:

B representa a largura de escavação

H_e Representa a profundidade de escavação.

$H_d = B$, Para solos incoerentes.

$H_d = 0,5 \times B \times \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$, Para solos coesivos.

O deslocamento máximo vertical (δ_{vm}), assim como o deslocamento vertical (δ_v) a determinada distância da parede suportada (D), podem ser estimados pelas expressões (2) e (3), respetivamente:

$$\delta_{vm} = \frac{2V_s}{D} \quad (2)$$

$$\delta_v = \delta_{vm} \times \left(\frac{x}{D}\right)^2 \quad (3)$$

3.1.3. MÉTODO DE BAUER

O método de Bauer (1984) é um método semi-empírico, apropriado para o cálculo de assentamentos superficiais em solos arenosos, baseado em resultados observados em obra.

Ao contrário dos outros métodos aqui apresentados, Bauer não despreza o modo e qualidade da construção na escavação, assim como a quantificação do índice de compacidade seco do solo. Com efeito, através da classificação de mão-de-obra e da dificuldade agregada à escavação, procura-se quantificar a relaxação e fluência do solo, tendo em conta a qualidade do trabalho realizado, uma vez que tais fenómenos não são quantificados simultaneamente com o projeto. Para o efeito Bauer (1984) adotou um coeficiente para a Mão-de-obra (f_1), e um coeficiente para a dificuldade da construção (f_2), cujos valores se apresentam no Quadro 6.

Quadro 6 - Classificação de mão-de-obra e da dificuldade agregada à escavação (adaptado Bauer, 1984).

Fator	Mão-de-obra				Fator	Dificuldade da construção		
	Excelente	Boa	Média	Fraca		Nenhuma	Média	Elevada
f_1	0,8	0,9	1	1,1	f_2	1	1,02	1,05

Por outro lado, surge a necessidade de quantificar o índice de compacidade seco do solo (parâmetro estimado em solos não coesivos), tendo em atenção o assentamento do terreno devido à redução do índice de vazios do solo. A densidade relativa (D_r), também designada como grau de compactação permite conhecer, no momento de escavação, qual a percentagem de vazios que o solo tem relativamente ao seu mínimo. Na Figura 35 apresentam-se os perfis propostos por Bauer e os respetivos parâmetros considerados no presente método.

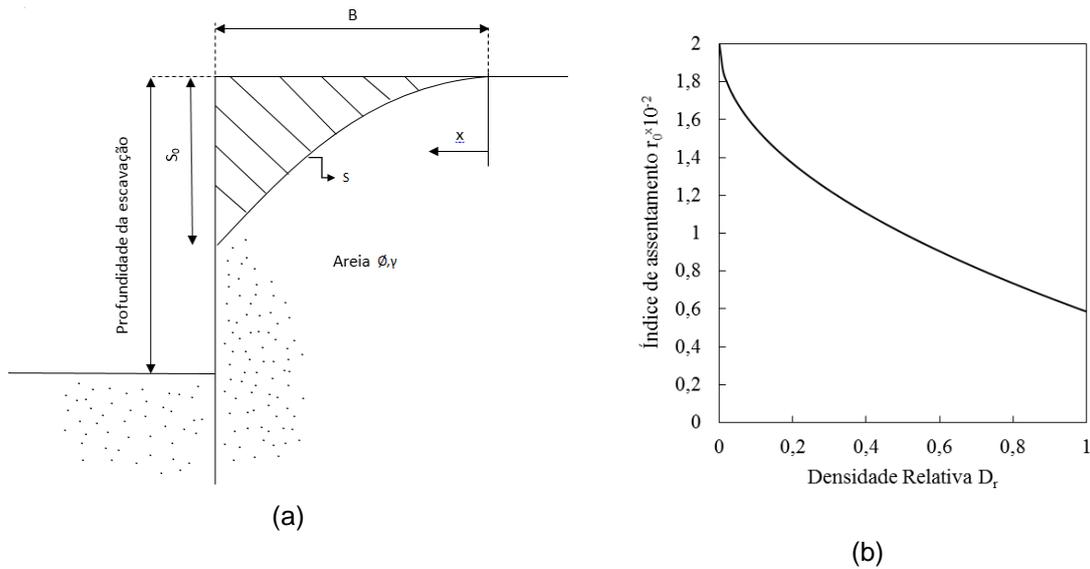


Figura 35 - Método de Bauer: (a) assentamento do solo junto à cortina; (b) variação do grau de assentamento com as propriedades do solo (adaptado de Bauer, 1984).

A largura de influência (B) pode ser estimada através da equação (4):

$$B = 1,5 * H * \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (4)$$

O assentamento máximo do solo junto da cortina pode ser estimado através da equação (5):

$$S_0 = r_0 * H, \text{ sendo } r_0 \text{ o índice de assentamento} \quad (5)$$

Em que:

$$r_0 = \frac{2 - (2D_r)^{1/2}}{100} \quad (6)$$

O assentamento do solo para determinada distância da cortina pode ser estimado através da equação (7):

$$S = S_0 * \left(\frac{x}{B}\right)^2 * f_1 * f_2 \quad (7)$$

Com efeito, imediatamente atrás da parede onde o solo se encontra lateralmente “imobilizado” pelo paramento, a variação do índice de vazios terá um papel relevante. Sendo assim, a quantificação destes três aspetos é realizada com recurso ao Quadro 6 e Quadro 7.

Quadro 7 – Descrição do solo e ângulo de atrito (adaptado Bauer, 1984).

Descrição do solo	Muito solto	Solto	Médio	Denso	Muito denso
Ângulo de atrito	10(*)	15	30	35	>40

(*)Valor proposto por Bauer (apesar de ser extremamente baixo para um solo granular)

Dos três novos aspetos considerados neste método, o índice de compacidade é nitidamente aquele que tem maior influência, uma vez que a sua relação com o assentamento verificado atrás da parede é quase direta.

3.1.4. MÉTODO DE CLOUGH & O'ROURKE

O Método de Clough & O'Rourke (1990) é um método empírico baseado em estudos de casos práticos. As propostas realizadas por este método tiveram por base os ábacos apresentados na Figura 36, onde os assentamentos estão expressos adimensionalmente, em função da profundidade máxima de escavação e do máximo valor de deslocamento vertical, na Figura 36 (a) e (b), respetivamente

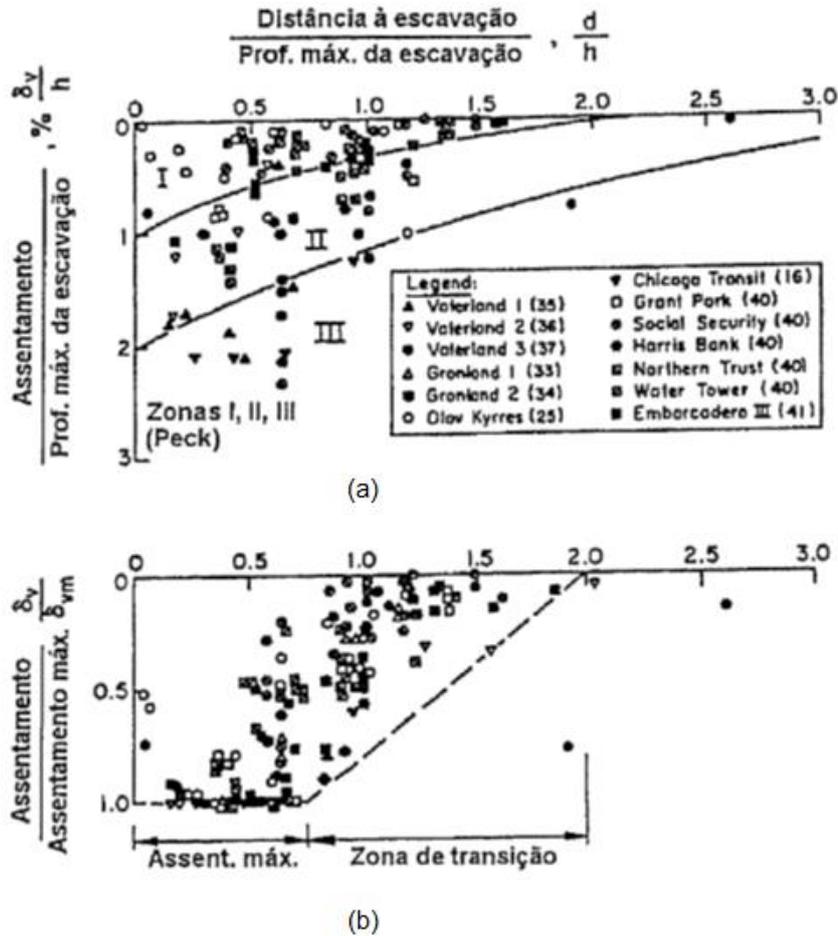


Figura 36 – Perfil de assentamentos adimensionais para estimativa da distribuição dos assentamentos adjacentes a escavações (Clough e O'Rourke, 1990).

O Método de Clough & O'Rourke (1990) sugere dois tipos de perfis de assentamentos: um perfil de assentamentos triangular e um perfil de assentamentos trapezoidal.

O perfil de assentamentos triangular é sugerido para uma escavação em areias ou em argilas duras. Com efeito, este modelo admite que o máximo assentamento da superfície ocorre na parede, sendo as regiões de influência iguais a $2H_e$ para areias e $3H_e$ para argilas duras. O perfil proposto para areias e argilas duras apresenta-se na Figura 37 (a) e (b), respetivamente.

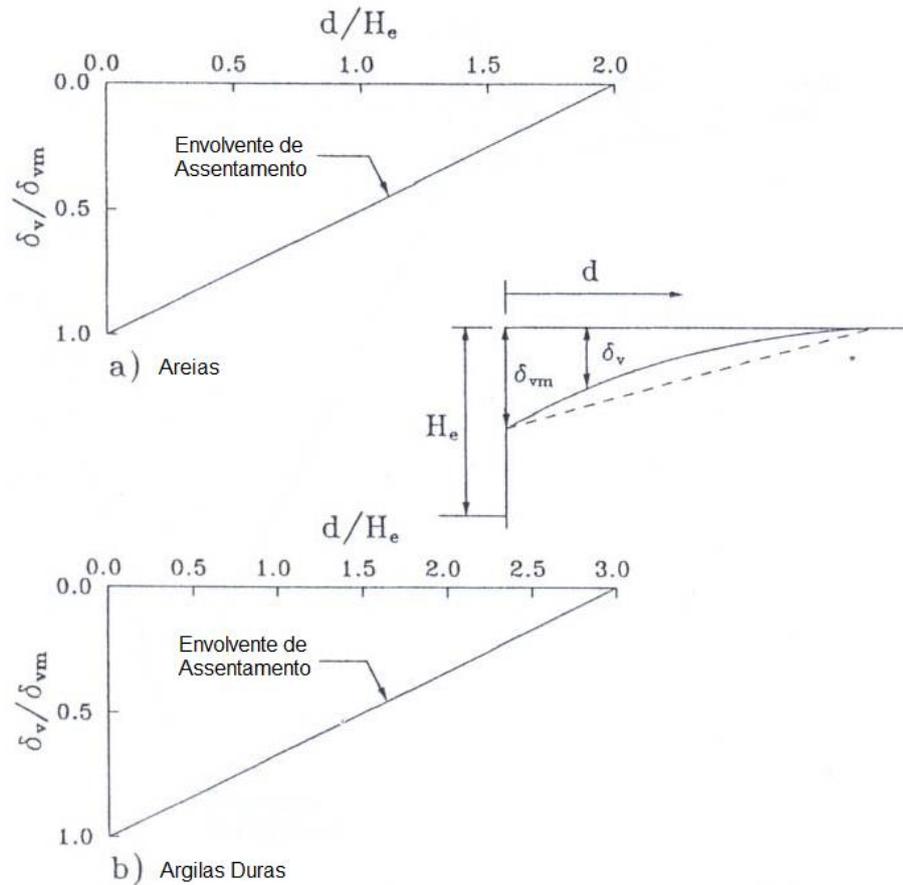


Figura 37 - Método de Clough e O'Rourke (1990) para estimar o movimento de terra em: (a) areias e (b) argilas duras.

O perfil de assentamentos trapezoidal é proposto como indicado na Figura 38, para escavações em argilas médias e moles. A sua forma trapezoidal deve-se ao facto de este modelo admitir que o assentamento máximo ocorre a uma certa distância do suporte. Neste caso, as regiões de influência ocorrem na faixa de $0 \leq d/He \leq 0,75$. De referir ainda, que se o δ_{vm} for conhecido, a solução em vários locais pode ser estimada.

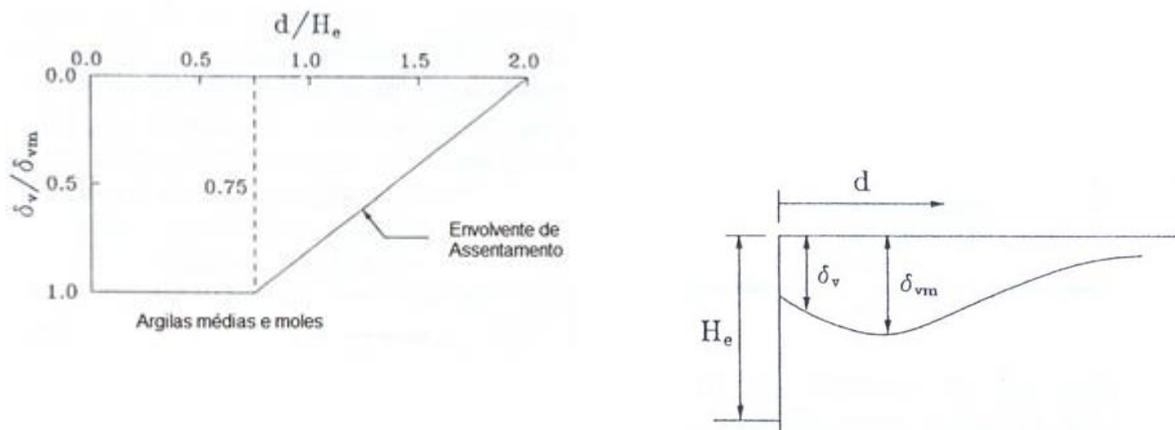


Figura 38 - Método de Clough e O'Rourke (1990) para estimar o movimento de terra em argilas médias a moles.

3.1.5. HSIEH AND OU'S

O Método de Hsieh e Ou's (1998) é um método de previsão de assentamentos superficiais que considera a existência de dois tipos de perfis de assentamentos peculiares em escavações: (i) o tipo "spandrel", em que o máximo assentamento da superfície ocorre muito perto da parede de suporte, e (ii) tipo côncavo, no qual o assentamento máximo da superfície ocorre a uma distância da parede. Os perfis de assentamentos propostos por Hsieh e Ou's (1998) apresentam-se na Figura 39.

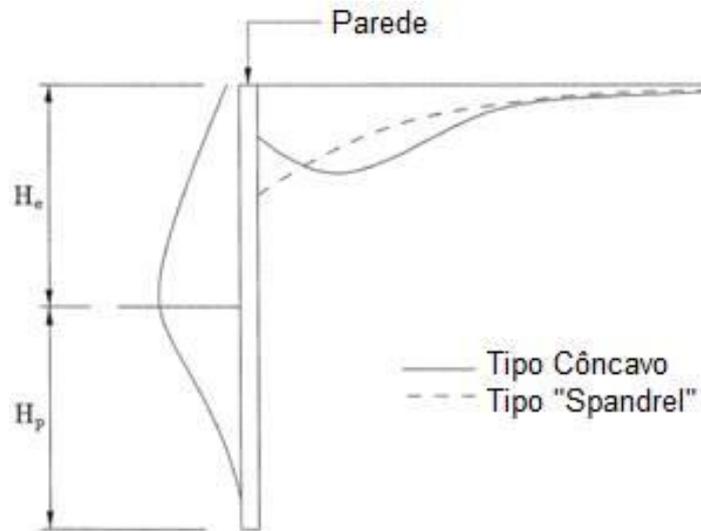


Figura 39 – Perfis tipo de assentamentos superficiais.

Com efeito, o tipo "spandrel" é mais provável em casos em que na primeira fase de escavação ocorrem grandes deslocamentos junto do suporte. Já a deformada tipo côncavo é típica de situações em que a parede se encontra bem apoiada e logo o assentamento junto à escavação é relativamente reduzido.

Para o efeito, antes da aplicação do referido método, é necessário ter em atenção o tipo de escavação com intuito de perceber qual o tipo de perfil de assentamento que melhor se adapta à escavação em estudo. De forma a sugerir um método quantitativo que justifique os diferentes tipos de perfis de assentamentos gerado por cada escavação, Hsieh e Ou's (1998) propuseram que a área correspondente à deformada da parede (A_s), seja distinguida da área correspondente ao deslocamento em estudo (A_c), definida como:

$$A_c = \text{Máx} (A_{c1}, A_{c2}) \quad (8)$$

Onde:

A_{c1} – área da deformada da parede na primeira fase da escavação.

A_{c2} – área da deformada da parede na fase final da escavação.

A Figura 40 apresenta esquematicamente as áreas a considerar.

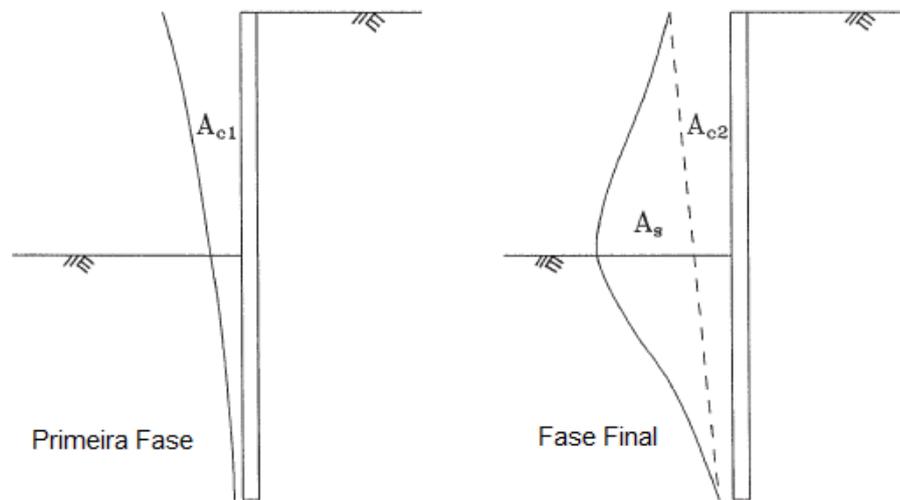


Figura 40 – Áreas da deformada da parede (Hsieh e Ou's, 1998).

A Figura 41 evidencia a relação entre as áreas A_c e A_s .

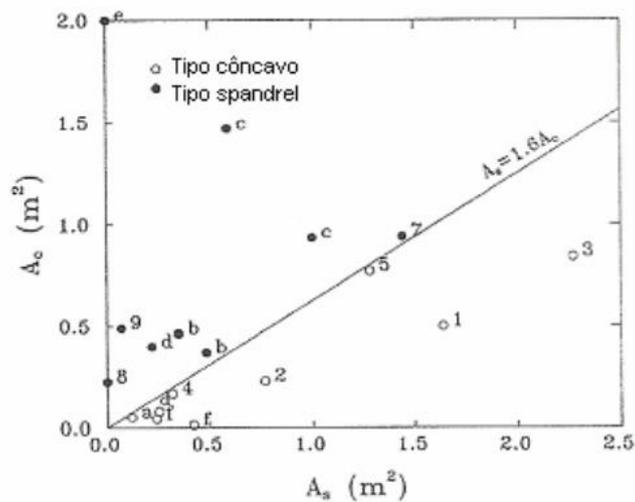


Figura 41 – Relação entre as áreas A_c e A_s (Hsieh e Ou, 1998).

Tendo em consideração os casos de obras estudados por Ou et al. (1993), Hsieh e Ou's (1998) e Clough e O'Rourke (1990), a Figura 41 mostra claramente que o perfil do tipo côncavo ocorre para $A_s \geq 1,6 A_c$.

Os assentamentos máximos à superfície e a diferentes distâncias do suporte podem ser obtidos a partir de δ_{vm} , tendo por base o perfil de assentamentos proposto por Clough e O'Rourke (1990), presente na Figura 38.

A Figura 42 apresenta o Método proposto para a previsão de assentamentos perfil tipo "spandrel", proposto por Hsieh e Ou (1998), baseado em casos de estudo.

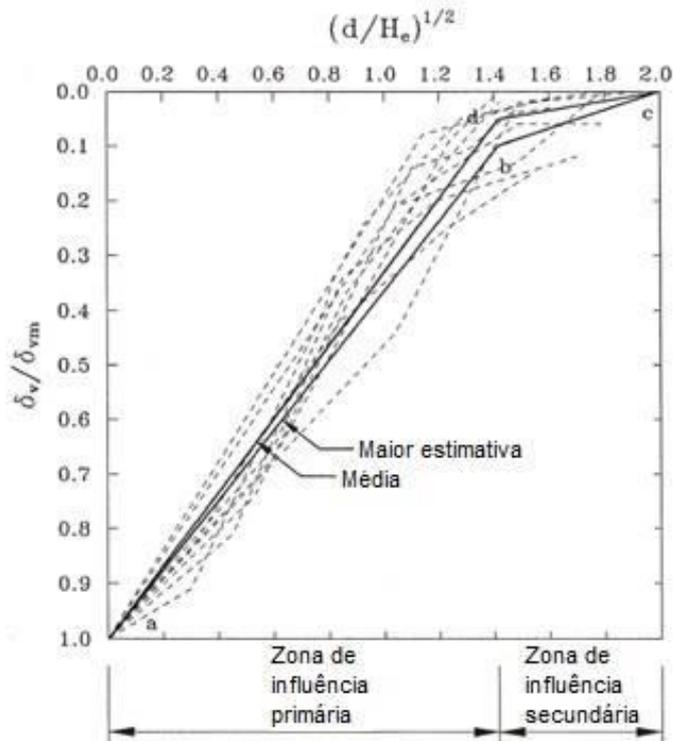


Figura 42 - Método proposto para a previsão de assentamentos perfil tipo "spandrel". Cada linha tracejada representa um caso de estudo. (Hsieh e Ou's, 1998).

3.2. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS

Neste capítulo, serão analisados os assentamentos superficiais dos casos de obra apresentados, com base nos métodos semi-empíricos e empíricos referidos anteriormente.

Com efeito, para tal aplicação, serão tidos em consideração os valores reais dos assentamentos obtidos em campo para uma posterior comparação com os métodos aplicados. Serão considerados como valores de comparação a subsidência imediatamente atrás da escavação, obtida pelo assentamento na viga de coroamento, bem como os assentamentos verificados atrás do suporte, obtidos através da instrumentação utilizada em obra. Para uma análise mais refinada, serão considerados todos os pontos possíveis, como edifícios circundantes, gruas e marcas de nivelamento.

O conhecimento dos valores reais será crucial na escolha do método que mais se adapta à estimativa de assentamentos superficiais dos casos de obra em estudo. É de referir que nem todas as contribuições dos vários autores, referidos no Quadro 4, poderão ser aplicadas aos casos em estudo, uma vez que não contemplam a metodologia de previsão ou apenas são aplicáveis a solos argilosos.

Sendo assim, tendo em conta o referido, serão aplicados os métodos desenvolvidos por Bowles (1988), e Hsieh e Ou's (1998), nas estações do Marquês e Aliados, respetivamente.

3.2.1 ESTAÇÃO DO MARQUÊS

A Estação do Marquês trata-se de uma escavação em poço, na qual será de esperar que os assentamentos observados à superfície sejam máximos junto ao suporte, diminuindo à medida que nos afastamos do centro do poço, uma vez que a largura de influência será cada vez maior e a parede de revestimento não se encontra apoiada no seu pé. Com efeito, o perfil proposto por *Bowles* (1988) será o que melhor se aproximará do perfil experimental esperado. Sendo assim, neste ponto pretende-se fazer uma otimização da respetiva curva, fazendo variar o valor do deslocamento máximo, em função da distância ao suporte.

Para aplicação do referido método será necessário, tal como referido anteriormente, o conhecimento prévio de determinados parâmetros, sendo estes o volume de solo suportado que “acompanha” a estrutura (V_s) e a área da superfície afetada pela deformação do suporte (D).

Com efeito, a partir da deformação horizontal medida nos inclinómetros, foram determinados os volumes de terras movimentadas (V_p), por unidade de comprimento longitudinal da parede. É de referir, que para efeito de cálculos serão utilizados os volumes mais desfavoráveis de entre os resultados obtidos.

Na planta de instrumentação da estação do Marquês, apresentada na Figura 19 do Capítulo 2, era visível a existência de 4 inclinómetros, localizados sensivelmente nos alinhamentos dos eixos da elipse. Tendo presente a existência de uma falha sub-vertical sensivelmente coincidente com o eixo do túnel, a aplicação do referido método será realizada separadamente para o lado Este e para o lado Oeste da falha.

A Este da Falha encontram-se dois inclinómetros: I1, localizado a 2,2 m do suporte, na zona mais plana do mesmo, e I2, a uma distância de 4,1 m. A Oeste da Falha encontram-se outros dois inclinómetros: I3, localizado a 2,2 m do suporte, na zona mais plana do mesmo, e I4, a uma distância de 4,1 m.

A integração do volume de deformação da parede, por metro de desenvolvimento, conduziu assim aos volumes apresentados no Quadro 8.

Quadro 8 – Volumes de terras suportadas obtidos através dos inclinómetros – Estação do Marquês.

Inclinómetros	V_p (inclinómetros) (dm^3/m)
I1	875,81
I2	833,80
I3	231,60
I4	381,35

Tal como proposto por *Bowles*, considerou-se este volume igual ao volume de subsidência à superfície. O volume de solo suportado considerado para os cálculos será o mais desfavorável de entre os resultados obtidos pelos inclinómetros. É de referir, que para o lado Oeste apesar do volume de terras obtido através do inclinómetro 4 ser superior ao volume de terras obtidos para o inclinómetro 3, o valor utilizado para efeito de cálculos será o do inclinómetro 3, uma vez que este é o inclinómetro que se encontra no alinhamento dos edifícios circundantes do lado Oeste (Figura 23, Capítulo 2), e por consequência será a melhor opção para posteriores comparações. Sendo assim, serão tidos em consideração os deslocamentos obtidos no Inclinómetro 1, para o lado Este e os deslocamentos obtidos no Inclinómetro 3, para o lado Oeste.

Conhecido o volume de solo suportado que acompanha o suporte, V_s , assim como os assentamentos resultantes da monitorização, nomeadamente o assentamento da viga de coroamento e o assentamento nos edifícios mais próximos, procedeu-se á aplicação do referido método de *Bowles*.

É de notar, que a distância D , distância até onde se fazem sentir os assentamentos, não pode ser diretamente determinada pela proposta de Bowles, uma vez que para o presente caso em estudo o conceito de largura de escavação não é aplicável.

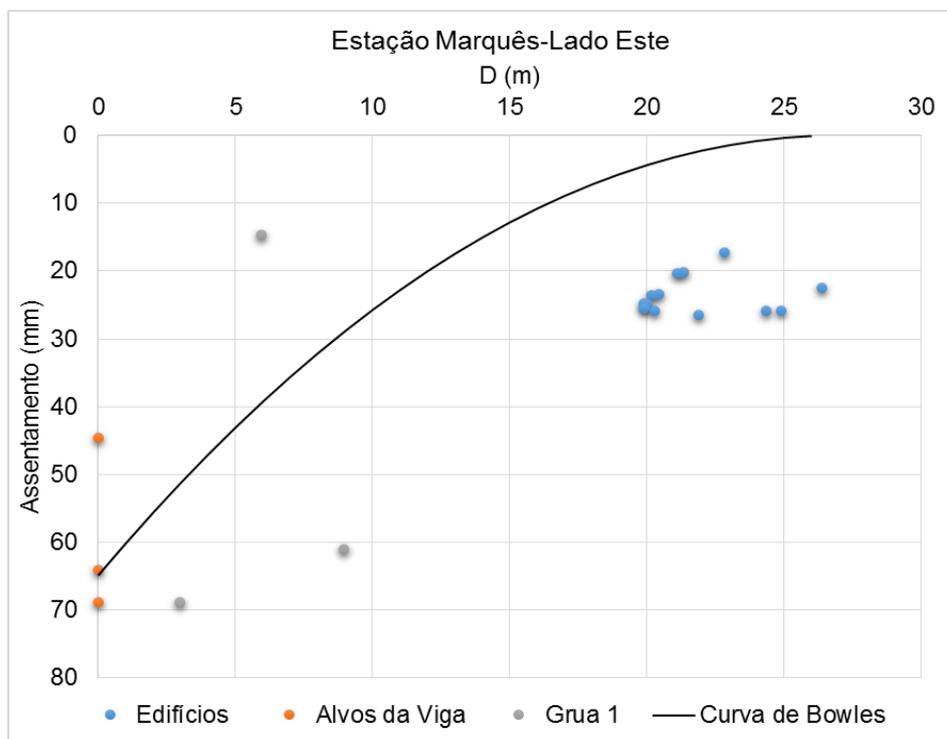
Inicialmente, será considerado que D tomará o valor de H_e , calculando-se assim o valor do deslocamento máximo através das equações propostas por Bowles. A tabela seguinte indica todos os valores considerados.

Quadro 9 - Parâmetros Método de Bowles – Estação do Marquês.

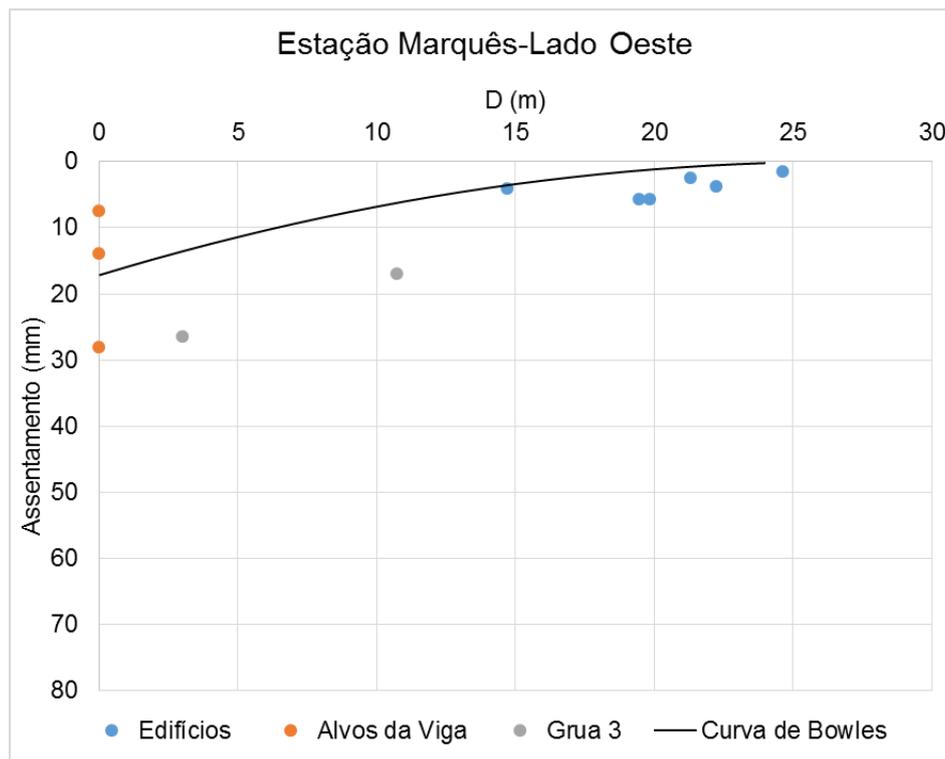
Parâmetros	Valores	
	Lado Este	Lado Oeste
H_e (m)	27	27
V_s (dm ³ /m)	875,81	231,60
k	2	2
D (m)	27	27
δ_{vm} (mm)	64,9	17,2

Após a aplicação do método proposto por Bowles, procedeu-se à representação gráfica dos valores obtidos, para uma melhor comparação e análise de resultados. Obteve-se assim uma curva de subsidência de forma parabólica.

A Figura 43 apresenta a comparação das previsões obtidas para uma largura de influência (D) igual a H_e , com os valores reais obtidos através da instrumentação em obra.



(a)



(b)

Figura 43 - Perfil de Assentamentos para D igual a He: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.

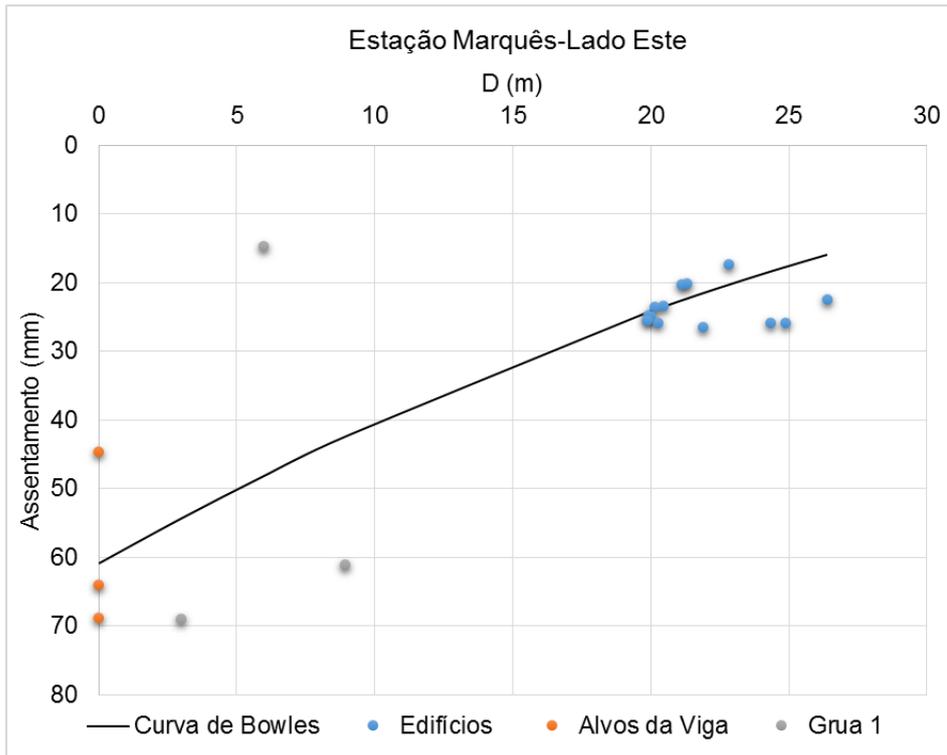
O perfil proposto por Bowles é o que melhor se aproxima do perfil observado, apresentando um assentamento máximo nas proximidades da parede de aproximadamente 65 mm e 17 mm, para o lado Este e Oeste, respetivamente, tal como se pode observar nas figuras acima. Com efeito, os assentamentos previstos por Bowles a uma determinada distância da parede são um pouco inferiores aos medidos do lado Este, sendo que do lado Oeste se aproximam bastante dos valores obtidos em campo.

De forma a melhorar os resultados obtidos, procedeu-se a uma otimização do método, por forma a este se aproximar dos valores reais obtidos através da instrumentação. Recorreu-se assim ao suplemento “Solver” do Excel, variando o deslocamento máximo de modo a que o somatório dos quadrados da diferença entre os deslocamentos reais e os estimados, fosse mínimo. Após a otimização, obteve-se os resultados presentes no Quadro 10.

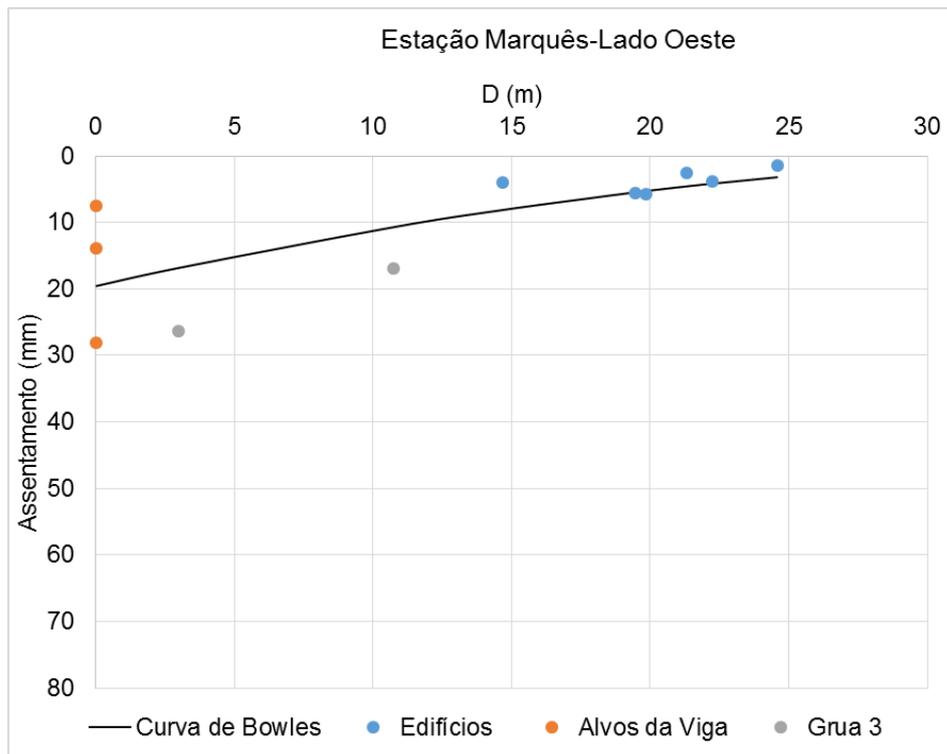
Quadro 10 – Parâmetros obtidos após o ajuste – Estação do Marquês.

Parâmetros	Valores	
	Lado Este	Lado Oeste
D (m)	54	41
δ_{vm} (mm)	61	20

Tendo por base os resultados obtidos após o ajuste das curvas de subsidência, representaram-se as novas curvas ajustadas juntamente com os valores reais dos deslocamentos obtidos através da monitorização, para uma melhor comparação de resultados. A Figura 44 apresenta as curvas de subsidência ajustadas, juntamente com os valores reais para os lados Este (Figura 44 (a)) e Oeste (Figura 44 (b)).



(a)



(b)

Figura 44 - Perfil de Assentamentos para D otimizado: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.

Como se pode observar, após a otimização da curva do lado Este, os valores obtidos já se aproximam dos valores obtidos pela instrumentação a uma certa distância da parede. Com efeito, o valor de D

otimizado passou a ser de $2H_e$, ou seja, 54 m, obtendo-se assim um deslocamento máximo na parede de aproximadamente 61 mm.

Do lado Oeste, a otimização levou a um valor de D aproximadamente de 41 m, obtendo-se assim um deslocamento máximo na parede de cerca de 20 mm.

Tendo em conta os assentamentos obtidos após o ajuste da curva, bem como as distâncias ao suporte, procedeu-se ao cálculo do novo volume. Com efeito, tendo em conta o proposto por Bowles, calcularam-se os volumes de terras suportadas após o ajuste das curvas através da equação (9).

$$V_s = \frac{\delta v m \times D}{2} \tag{9}$$

Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 11.

Quadro 11 – Volumes de subsidência após o ajuste – Estação do Marquês.

Parâmetros	Valores	
	Lado Este	Lado Oeste
V_s (dm ³ /m)	1647,00	410,00

A Figura 45 apresenta as curvas do Método de Bowles ajustado para ambos os lados da escavação.

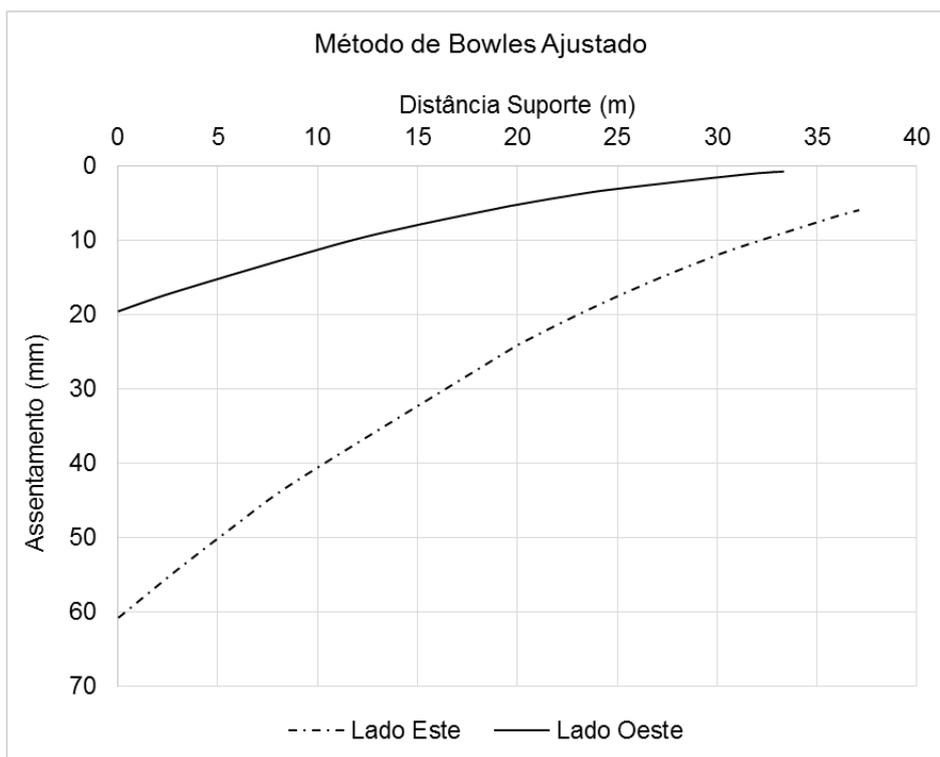


Figura 45 – Perfil de Assentamentos para D otimizado, Lado Este e Oeste

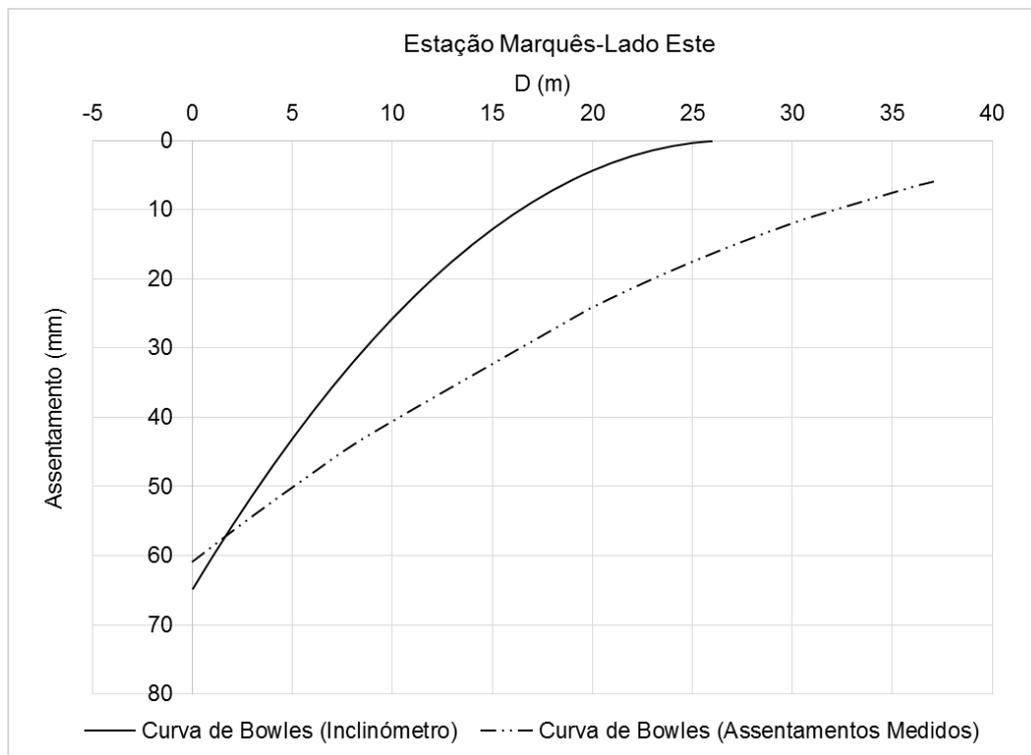
Tendo em conta os resultados obtidos, conclui-se que o volume de terras suportado pela parede obtido após o ajuste das curvas de subsidência é bastante superior aos volumes de terras deslocado na parede obtido através das medições reais, ou seja, através dos resultados dos inclinómetros. Como se pode

observar no Quadro 12, do lado Este a diferença de volumes é de 771,19 dm³/m, sendo que, do lado Oeste é de 178,40 dm³/m.

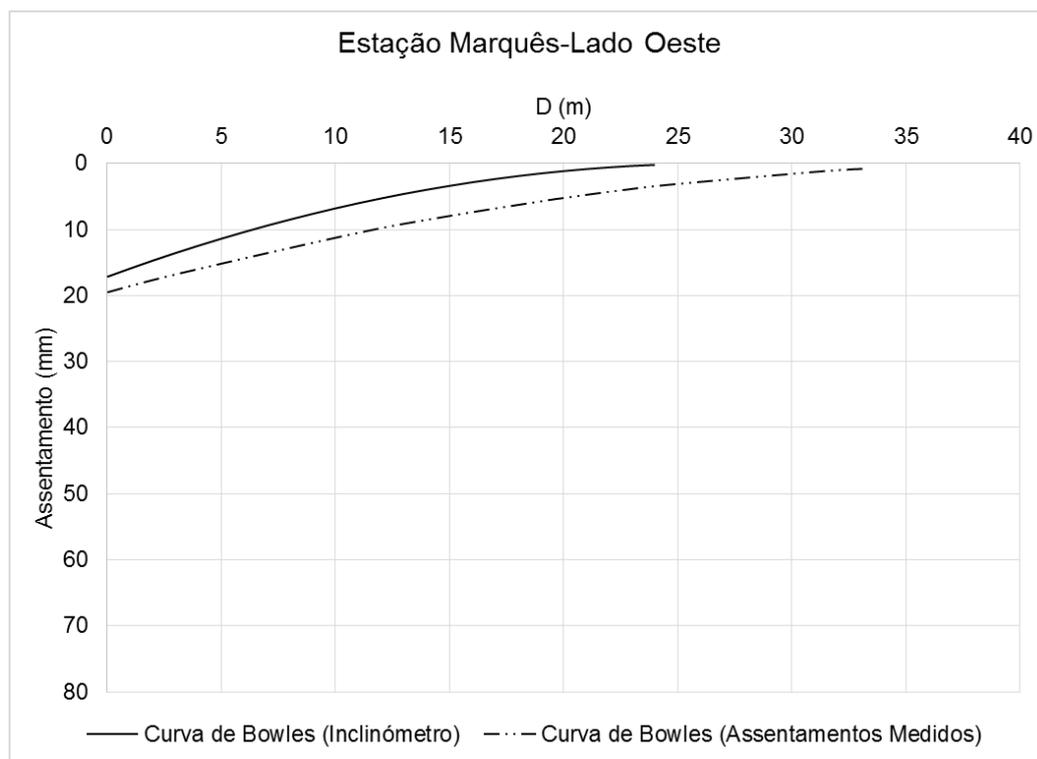
Quadro 12 – Volumes de Terra Suportado pela parede para ambos os casos em estudo – Estação do Marquês.

Parâmetros	Valores	
	Lado Este	Lado Oeste
V_s (inclinómetro) (dm ³ /m)	875,81	231,60
V_s (ajuste) (dm ³ /m)	1647,00	410,00

Tendo presente os resultados anteriores, procedeu-se à representação das curvas de Bowles obtidas através dos inclinómetros e através dos assentamentos medidos, de forma a ter uma melhor perceção dos fenómenos referidos. A Figura 45 apresenta a “sobreposição” de ambas as curvas de Bowles para os lados Este (Figura 46 (a)) e Oeste (Figura 46 (b)).



(a)



(b)

Figura 46 – Comparação de Curvas de Bowles antes e depois do ajuste: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.

O Quadro 13 apresenta resumidamente os valores obtidos anteriormente, quer através dos inclinómetros, quer após o ajuste das curvas de subsidência.

Quadro 13 – Valores Obtidos nos Cálculos Estação do Marquês.

Variáveis	$V_s=V_p$ (inclinómetros)		$V_s=V_s$ (ajuste)	
	Lado Este (I_1)	Lado Oeste (I_3)	Lado Este	Lado Oeste
V_s (dm ³ /m)	875,81	231,60	1647,00	410,00
δ_{vm} (mm)	64,9	17,2	61	20

Tendo em atenção os valores referidos no Quadro 13, procedeu-se ao cálculo das grandezas adimensionais indicadas no Quadro 14.

Quadro 14 – Cálculo de Grandezas Adimensionais - Estação do Marquês.

Variáveis	$V_s=V_p$ (inclinómetros)		$V_s=V_s$ (ajuste)	
	Lado Este (I ₁)	Lado Oeste (I ₃)	Lado Este	Lado Oeste
V_s/H_e (%)	3,24%	0,86%	6,10%	1,52%
δ_{vm}/H_e (%)	0,24%	0,064%	0,23%	0,074%
δ_{nm}/H_e (%)	0,17%	0,11%	-	-
D/ H_e	1	1	2	1,52

Da análise dos resultados obtidos, observa-se que as curvas resultantes do ajuste aos assentamentos medidos à superfície (Curva de Bowles – Assentamentos Medidos) fornecem valores maiores do que as curvas resultantes considerando um volume de deformações à superfície igual ao volume de deformação horizontal medido nos inclinómetros. Tal comportamento não deveria ocorrer, uma vez que fenómenos como a dilatância e a maior rigidez para pequenas deformações deveriam produzir um conjunto de assentamentos à superfície globalmente inferior à deformação horizontal da parede.

A explicação para o comportamento descrito poderá estar relacionada com dois aspetos importantes: o primeiro, e de maior influência, será o rebaixamento do nível freático realizado na presente obra; o segundo poderá estar ligado ao facto de existirem outras obras envolventes, nomeadamente o túnel construído com tuneladora, e que poderão ter contribuído para tal resultado.

No que refere ao rebaixamento do nível freático, sendo conhecidos todos os valores de assentamentos quer na curva obtida através dos resultados observados em obra, quer da curva ajustada, procedeu-se ao cálculo de uma curva hipotética do rebaixamento do nível freático. Com efeito, será calculada a diferença de assentamento em cada ponto, tendo em conta os valores obtidos por cada curva. Este procedimento encontra-se esquematizado na Figura 47.

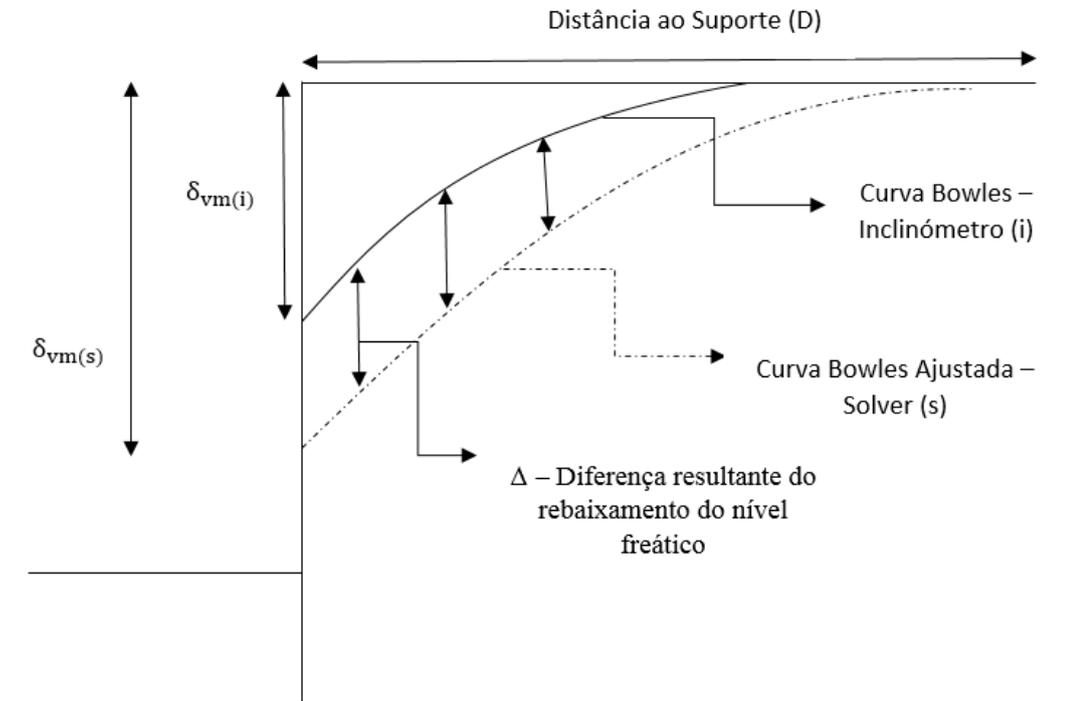
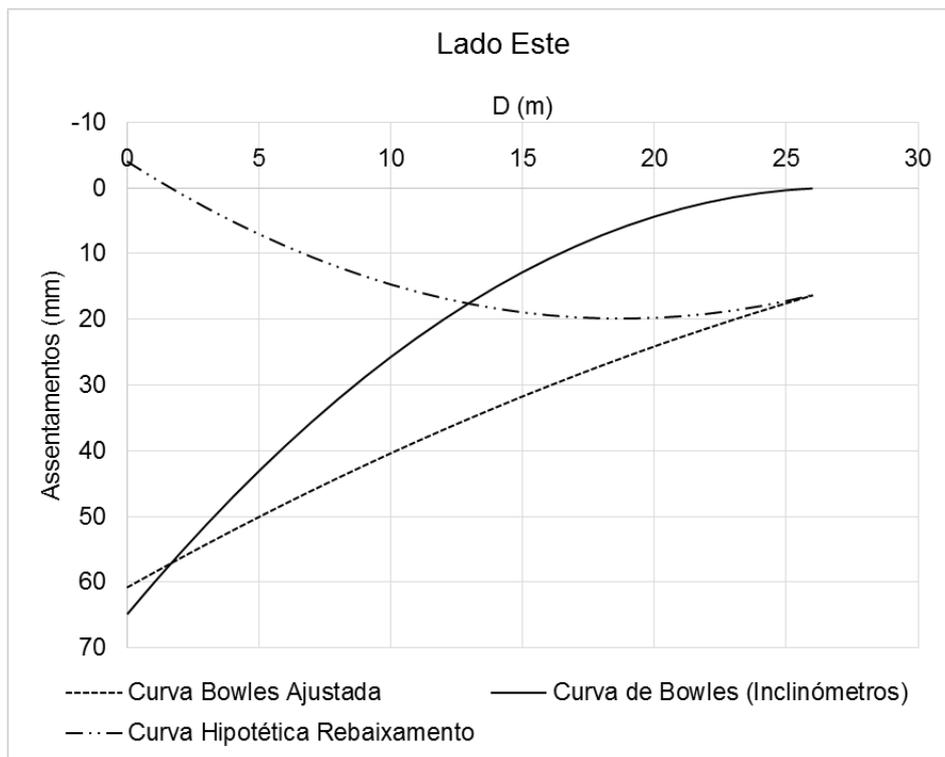
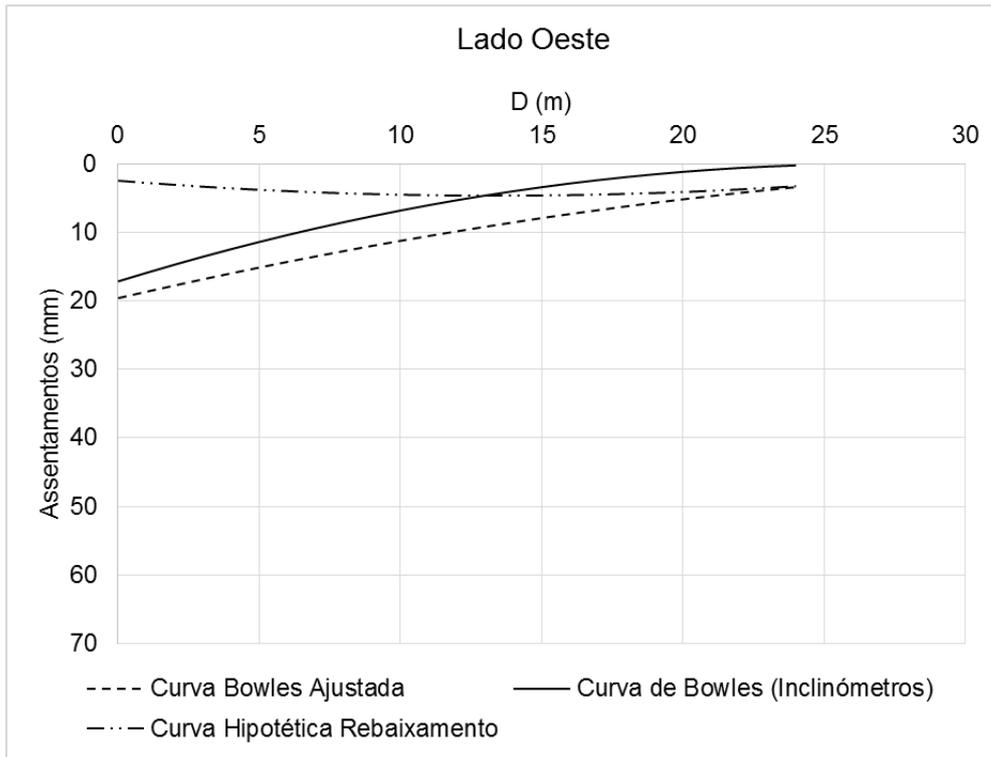


Figura 47 – Esquemática do Cálculo da Curva Hipotética do Rebaixamento do Nível Freático.

A Figura 48 apresenta o resultado da análise anterior.



(a)



(b)

Figura 48 – Comparação de Curvas de Bowles com a Curva Hipotética do Rebaixamento do Nível Freático: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.

Como se pode observar na Figura 48, a diferença na forma dos perfis de subsidências está essencialmente relacionada com o rebaixamento do nível freático executado na obra. Os assentamentos provocados pelo rebaixamento do nível freático são inevitáveis, ocorrendo sempre que se opta por esta solução. Em muitos casos podem ser desprezados, devido à sua reduzida grandeza que não irá implicar danos e deformações às estruturas vizinhas. Porém, pode acontecer que estes assentamentos sejam de tal ordem de grandeza que possam produzir danos.

Voltando a ter em conta a curva de Bowles inicialmente obtida através dos resultados registados pelos inclinómetros, procedeu-se a um novo ajuste. Ao aplicarmos o método de Bowles, os deslocamentos verticais são calculados por metro de desenvolvimento, o que é válido para estruturas planas, de grande desenvolvimento. Porém, tratando-se de uma escavação em poço, esta consideração não é totalmente válida, uma vez que à medida que nos afastamos do centro do poço a largura de influência será cada vez maior, como se esquematiza na Figura 49.

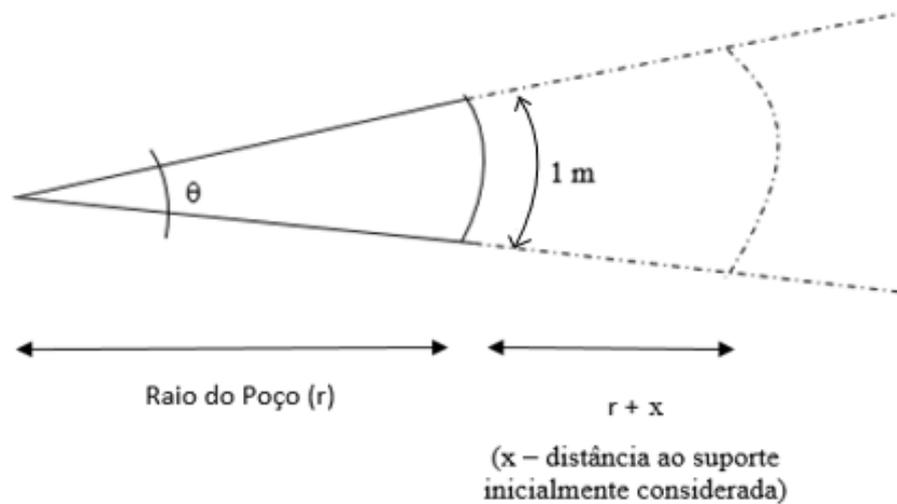


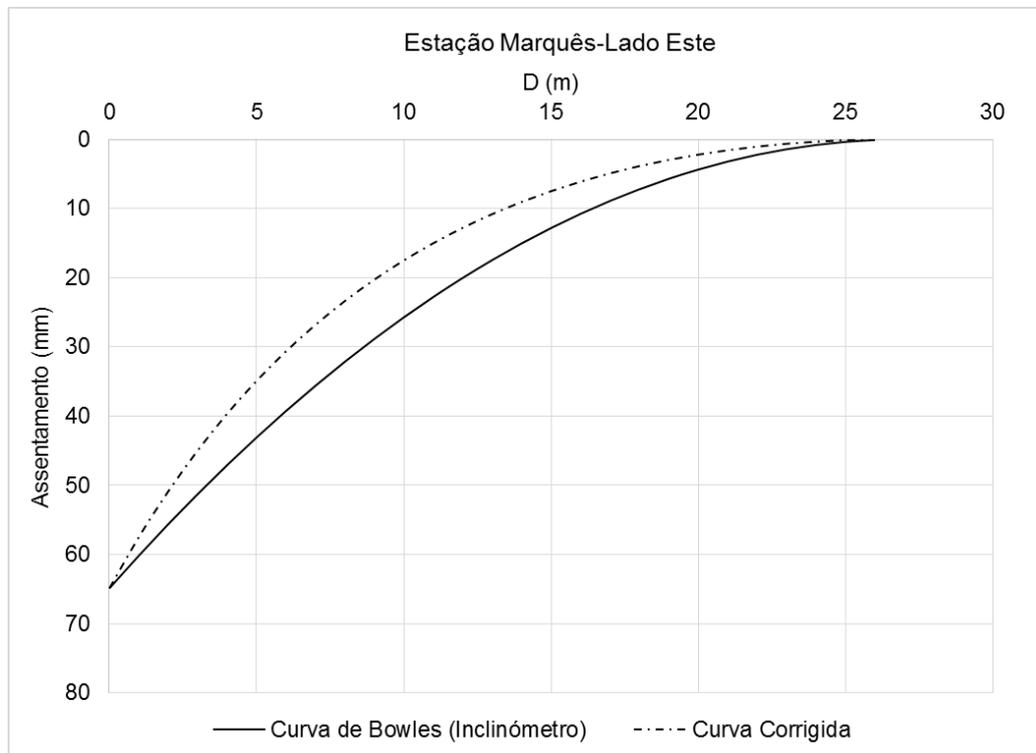
Figura 49 – Esquematização da variação da largura de influência à medida que nos afastamos da escavação.

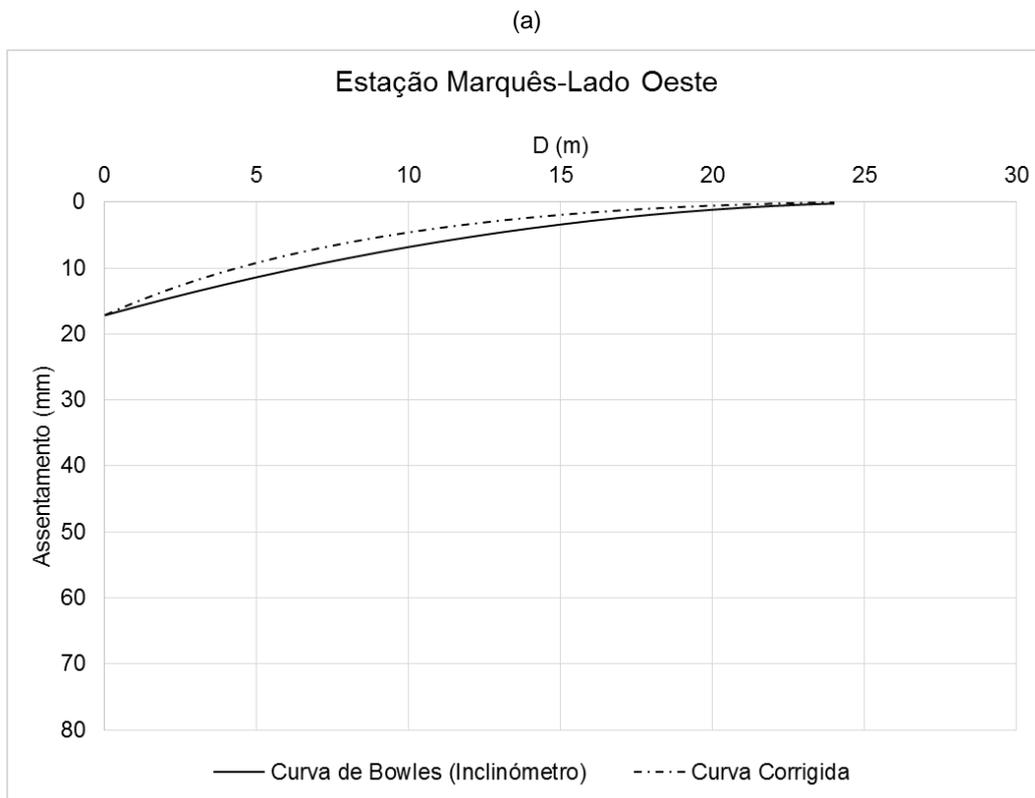
Em face do exposto atrás, entende-se que o volume de assentamentos superficiais se distribui por uma largura cada vez maior, à medida que nos afastamos dos limites da escavação.

Sendo assim, procedeu-se à correção dos assentamentos, para ter em conta este fenómeno, de acordo com a expressão (10).

$$\delta_{v_x}^{Corrigido} = \delta_{v_x} \times \frac{r}{r + x} \quad (10)$$

É de notar que o raio do poço em estudo é 21,375 m, valor obtido através da média entre o raio maior e o raio- menor da elipse. Após a correção da curva de Bowles, obtiveram-se os resultados apresentados na Figura 50.





(b)

Figura 50 – Curva de Bowles Assentamentos Medidos e Assentamentos Corrigidos: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.

Da análise das figuras anteriores, observa-se que as curvas resultantes da correção dos assentamentos (Curva Corrigida) fornecem valores menores do que as curvas resultantes para um volume de deformações à superfície igual ao volume de deformação horizontal medido nos inclinómetros. Tal comportamento comprova a importância da consideração da correta largura de influência à medida que nos afastamos dos limites da escavação, uma vez que o volume de assentamentos superficiais se distribui por uma largura cada vez maior. Sendo assim, nos cálculos e análises realizados anteriormente, a consideração da curva corrigida em vez da curva resultante para um volume de deformações à superfície igual ao volume de deformação horizontal medido nos inclinómetros, seria o mais correto.

3.2.2 ESTAÇÃO DOS ALIADOS

A Estação dos Aliados foi materializada por uma escavação com cortina de estacas, na qual será de esperar que os assentamentos observados à superfície sejam máximos a uma determinada distância do suporte. Com efeito, o Método Hsieh e Ou's (1998) será o que melhor se ajusta ao caso em estudo, permitindo obter uma curva de subsidência semelhante à obtida em obra. Tal como no ponto anterior, também aqui se pretende fazer uma otimização da respetiva curva, fazendo-se variar o valor do deslocamento máximo.

No que diz respeito à aplicação do método em questão, este requer o conhecimento prévio de determinados parâmetros, sendo estes o volume de solo suportado que “acompanha” a estrutura (V_s), o ângulo de atrito do solo (ϕ) e a altura de escavação em causa (H_e).

Mais uma vez se irá considerar que as áreas de deflexão lateral correspondentes, assim como os volumes de terras movimentadas lateralmente (V_p), por unidade de comprimento longitudinal da parede, são

numericamente iguais aos valores das áreas determinadas a partir dos gráficos de deslocamento horizontal da parede, isto é, através da informação obtida através dos inclinómetros instalados na monitorização.

Na planta de instrumentação da estação dos Aliados, apresentada na Figura 28 do Capítulo 2, era visível a existência de 6 inclinómetros.

Com efeito, tal como no caso de estudo anterior, também aqui será realizada uma análise distinta para o lado Este e para o lado Oeste. É de referir, que para cada lado da estação, serão considerados dois volumes de solo suportado que “acompanha” a estrutura (V_s), para comparação posterior de resultados, sendo que se optou pelos casos mais desfavoráveis de mínimo e máximo volumes de terras movimentadas, para ambos os lados.

A integração do volume de deformação da parede, por metro de desenvolvimento, conduziu assim aos volumes apresentados no Quadro 15.

Quadro 15 – Volumes de terras suportadas obtidos através dos inclinómetros – Estação dos Aliados.

Inclinómetros	V_p (inclinómetros) (dm ³ /m)
I1	104,90
I2	143,63
I3	556,73
I4	700,59
I5	156,03
I6	155,77

Sendo assim, para o cálculo do volume de terras movimentados serão tidos em consideração os deslocamentos obtidos nos Inclinómetros 2 e 4, para o lado Este e os deslocamentos obtidos nos Inclinómetros 1 e 3, para o lado Oeste, uma vez que são casos mais desfavoráveis de mínimo e máximo volumes de terras movimentadas, para ambos os lados.

Quadro 16 - Parâmetros Método de Hsieh e Ou (1998) – Estação dos Aliados.

Parâmetros	Valores	
	Lado Este	Lado Oeste
H_e (m)	24	24
V_{smim} (dm ³ /m)	143,6	104,9
$V_{smáx}$ (dm ³ /m)	700,6	556,7
ϕ^0	38	38

Considerando então o volume de solo suportado que “acompanha” a estrutura (V_s), numericamente igual ao volume de terras movimentadas lateralmente (V_p), procedeu-se à aplicação do referido método de Hsieh e Ou’s (1998).

Começou-se por determinar o deslocamento máximo, em função da altura de escavação e do volume suportado que acompanha o suporte, assim como o deslocamento ocorrido na parede. Para tal recorreu-se às expressões (11) e (12).

$$0,5H_e \times 0,75\delta_{vm} + 1,5H_e \times 0,5\delta_{vm} = V_s \quad (11)$$

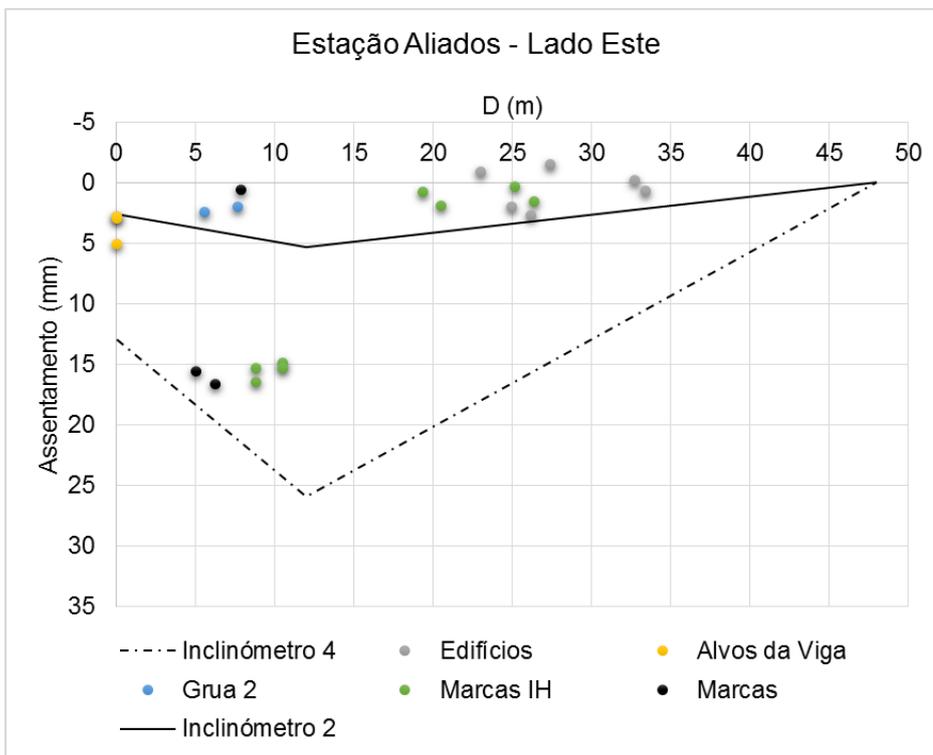
$$\delta_v = 0,5\delta_{vm} \quad (12)$$

Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 17:

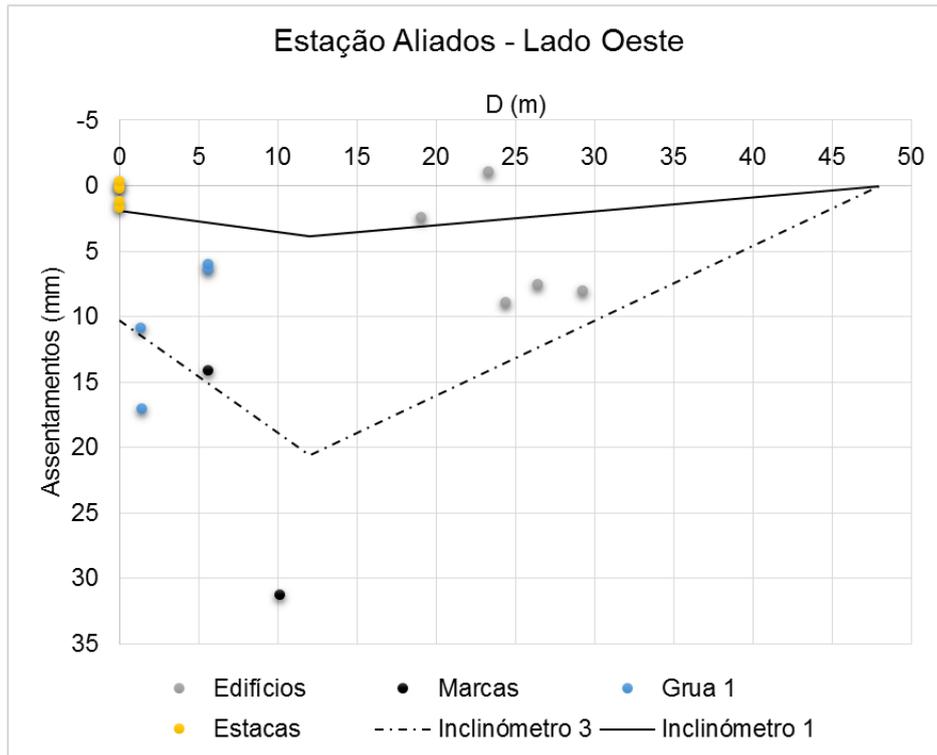
Quadro 17 – Deslocamentos Obtidos para os casos mais Condicionantes – Estação dos Aliados.

Inclinómetros		Deslocamentos	
		δ_{vm} (mm)	δ_v (mm)
Lado Este	IN2	5,32	2,66
	IN4	25,95	12,98
Lado Oeste	IN1	3,89	1,94
	IN3	20,6	10,3

A Figura 51 apresenta a comparação das previsões com os valores dos resultados reais, considerando os cálculos realizados acima.



(a)



(b)

Figura 51 – Perfil de Assentamentos Superficiais da estação dos Aliados: (a) Lado Este, (b) Lado Oeste.

O perfil proposto por Hsieh e Ou's, tal como esperado, aproxima-se bem do perfil experimental, apresentando um assentamento máximo a uma determinada distância do suporte. Para o lado Este os deslocamentos máximos obtidos são, de aproximadamente, 5,32 mm e 25,95 mm, para os pontos de menor e maior volume suportado, respetivamente. No que diz respeito ao Lado Oeste, os deslocamentos aqui obtidos são um pouco inferiores, sendo estes de 3,89 mm e 20,62 mm, para os pontos de menor e maior volume suportado, respetivamente. Tais diferenças estarão sobretudo associadas às características geotécnicas dos materiais de cada um dos lados da estação.

Tendo em conta os assentamentos calculados e os assentamentos registados pela instrumentação, procedeu-se a uma otimização do método, por forma a este se aproximar dos valores reais obtidos através da instrumentação. Sendo assim, ao contrário do que se realizou anteriormente para a Estação Marquês, otimizou-se o deslocamento máximo calculado, independentemente do volume. Recorreu-se assim ao suplemento “Solver” do Excel, variando o deslocamento máximo, de modo a que o somatório dos quadrados da diferença entre os deslocamentos reais e os estimados fosse mínimo.

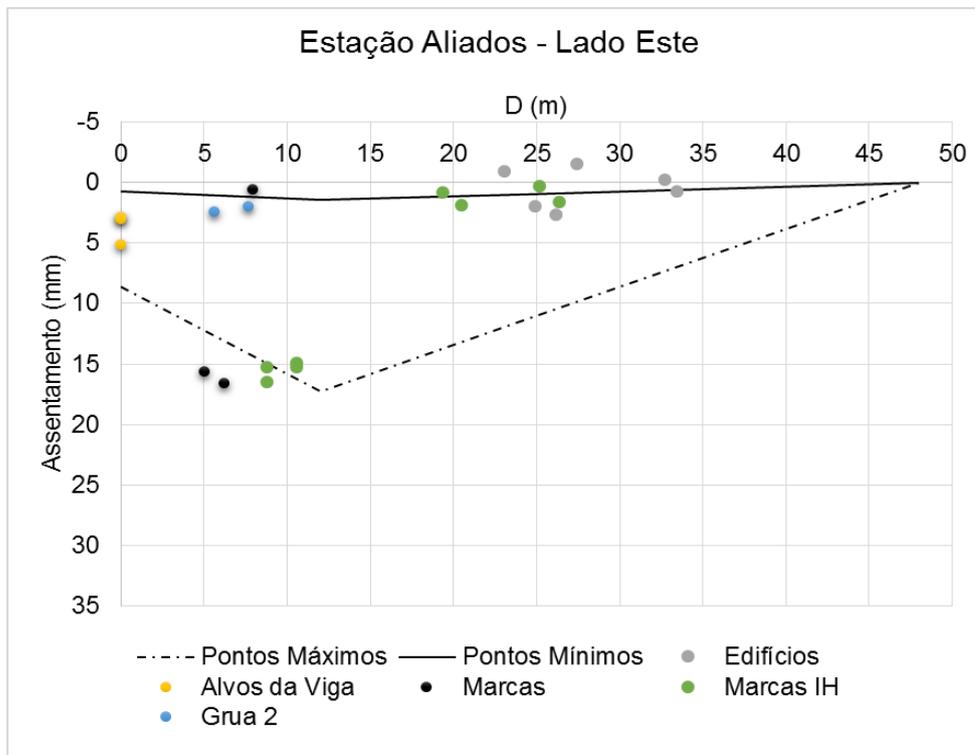
Com efeito, para ambos os lados da escavação, Este e Oeste, foi realizada uma otimização tendo em conta os deslocamentos máximos obtidos para os pontos de menor e maior volume suportado, observados em obra.

Sendo assim, recorreu-se às expressões (13) e (14) para estimar os assentamentos em cada caso:

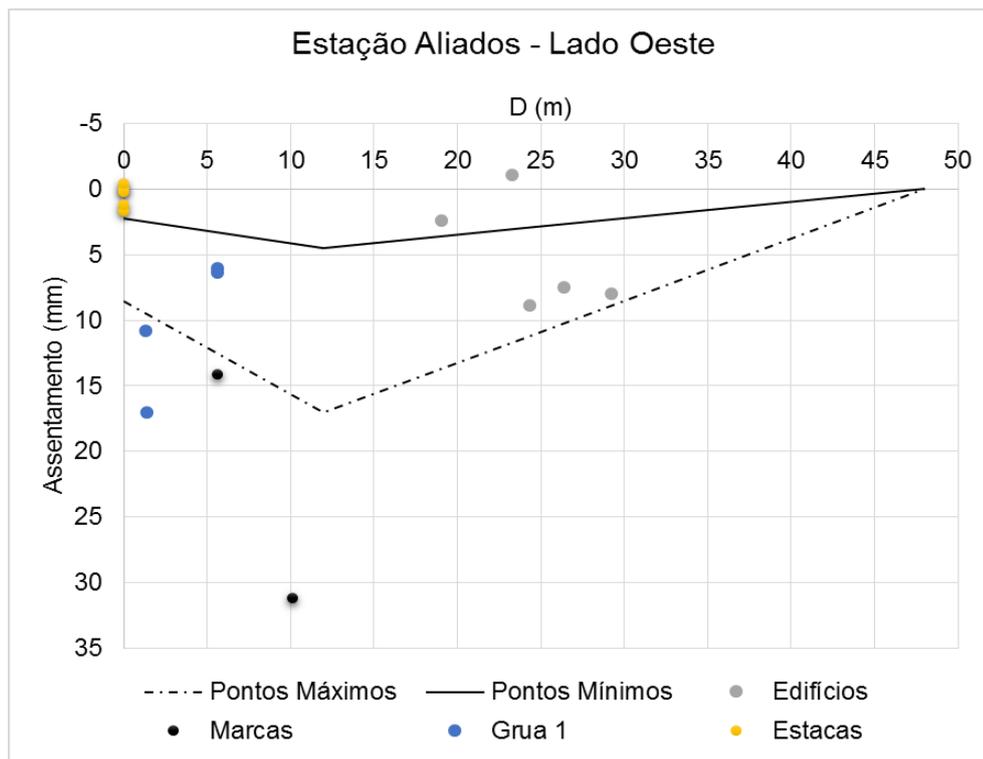
$$s = \left(\frac{smax}{2}\right) + \left(\frac{smax}{2}\right) * \left(\frac{x}{\frac{h}{2}}\right), \text{ Para } d \text{ entre } 0 \text{ e } h/2 \quad (13)$$

$$s = (smax) - \left(\frac{x-h/2}{1,5h}\right) * smax, \text{ Para } d \text{ entre } h/2 \text{ e } 2h \quad (14)$$

A Figura 52 apresenta o perfil de assentamentos máximos, para os pontos de menor e maior volume suportado observados em obra, obtidos para ambos os Lados da Escavação, designados por Pontos Mínimos e Pontos Máximos, respetivamente.



(a)



(b)

Figura 52 – Perfil de Assentamentos Superficiais obtidos após otimização de δ_{vm} para a estação dos Aliados.

Após a otimização de δ_{vm} , obtiveram-se deslocamentos máximos, de aproximadamente, 1,45 mm e 17,30 mm para o Lado Este, e de aproximadamente, 4,48 mm e 17,03 mm para o Lado Oeste. Tal como esperado, também aqui o assentamento máximo referente ao menor volume suportado é bastante inferior do Lado Este quando comparado com o estimado para o Lado Oeste. Com efeito, para os pontos de maior volume suportado, o assentamento máximo estimado é bastante próximo em ambos os lados.

Como se pode observar, o volume mínimo de escavação obtido do Lado Este ($\approx 39 \text{ dm}^3/\text{m}$) é bastante inferior ao obtido do Lado Oeste ($\approx 121 \text{ dm}^3/\text{m}$). No que diz respeito ao volume máximo de escavação, estes são bastante próximos para ambos os lados, sendo que do Lado Este obteve-se um volume de aproximadamente $467 \text{ dm}^3/\text{m}$ e do Lado Oeste de aproximadamente $460 \text{ dm}^3/\text{m}$.

O Quadro 18 apresenta resumidamente os valores obtidos anteriormente, quer através dos inclinómetros, quer após o ajuste das curvas de subsidência.

Quadro 18 – Valores Obtidos nos Cálculos – Estação dos Aliados.

Variáveis	$V_s = V_p$ (inclinómetros)				$V_s = V_s$ (ajuste)			
	Lado Este		Lado Oeste		Lado Este		Lado Oeste	
	IN2	IN4	IN1	IN3	Mínimos	Máximos	Mínimos	Máximos
V_s (dm^3/m)	143,6	700,6	104,9	556,7	39,0	467,0	121,0	460,0
δ_{vm} (mm)	5,32	25,95	3,89	20,60	1,45	17,30	4,48	17,03
δ_v (mm)	2,66	12,98	1,94	10,30	0,73	8,65	1,70	8,52

Tendo em atenção os valores referidos no Quadro 18, procedeu-se ao cálculo das grandezas adimensionais indicadas no Quadro 19.

Quadro 19 – Cálculo de Grandezas Adimensionais – Estação dos Aliados.

Variáveis	$V_s=V_p$ (inclinómetros)				$V_s=V_s$ (ajuste)			
	Lado Este		Lado Oeste		Lado Este		Lado Oeste	
	IN2	IN4	IN1	IN3	Mínimos	Máximos	Mínimos	Máximos
V_s/H_e (%)	0,600%	2,920%	0,440%	2,320%	0,160%	1,950%	0,500%	1,920%
δ_{vm}/H_e (%)	0,022%	0,108%	0,016%	0,086%	0,006%	0,072%	0,019%	0,071%
δ_{hm}/H_e (%)	0,063%	0,175%	0,050%	0,150%	-	-	-	-
D/H_e	2	2	2	2	2	2	2	2

A análise dos resultados apresentados no Quadro 19 permite concluir que ao considerar o volume de terras movimentadas (V_s), por unidade de comprimento longitudinal da parede, numericamente igual aos valores das áreas obtidas através dos gráficos de deslocamento horizontal da parede, se comete um erro por excesso. Com efeito, é possível observar que o volume de terras reais, assim como os assentamentos superficiais máximos obtidos, por exemplo, através da aplicação do método de Hsieh & Ou's são bastante inferiores aos volumes de terras obtidos através da deformada da parede registada pelos inclinómetros. Tal fenómeno poderá estar relacionado com a dilatância do solo.

O ângulo de dilatância do terreno controla o modo como se desenvolvem as deformações plásticas. A sua importância é tanto maior quanto mais amplas forem as zonas em cedência no terreno. Com efeito, uma vez que a dilatância apenas controla as deformações plásticas, caso exista um elevado número de pontos em cedência junto à parede, o volume de assentamentos à superfície será menor que o volume resultante da deformada da parede, uma vez que esta deformação se propaga até à superfície.

Segundo Topa Gomes (2008) nos solos residuais do granito do Porto, os ângulos de dilatância são relativamente distantes do ângulo de atrito, sendo o valor de $\frac{1}{3}$ do ângulo de atrito normalmente uma boa aproximação.

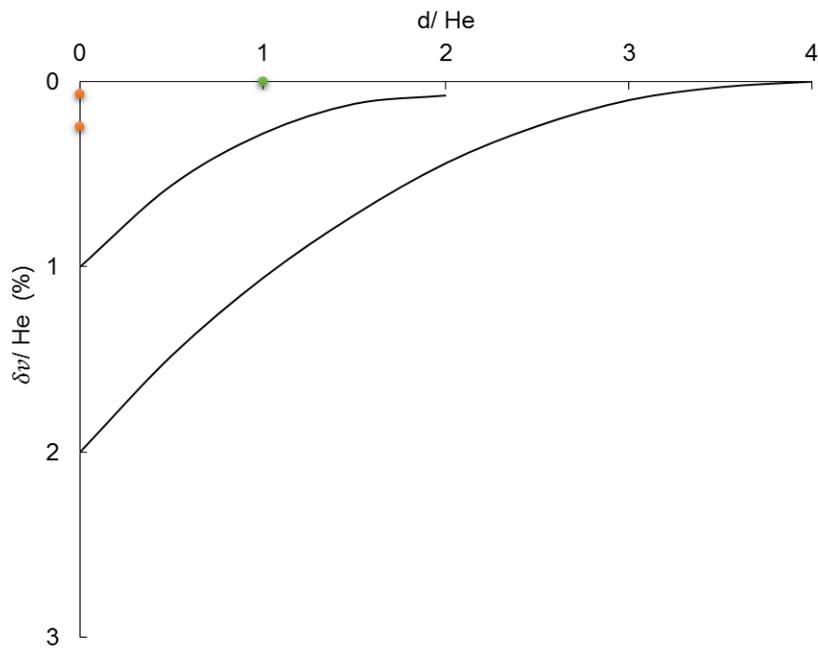
Um outro aspeto importante a realçar prende-se com o facto de os materiais em análise possuírem um coeficiente de poisson inferior a 0,5. Sendo assim, há variação volumétrica e logo nem toda a deformação da parede se propaga até à superfície.

3.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

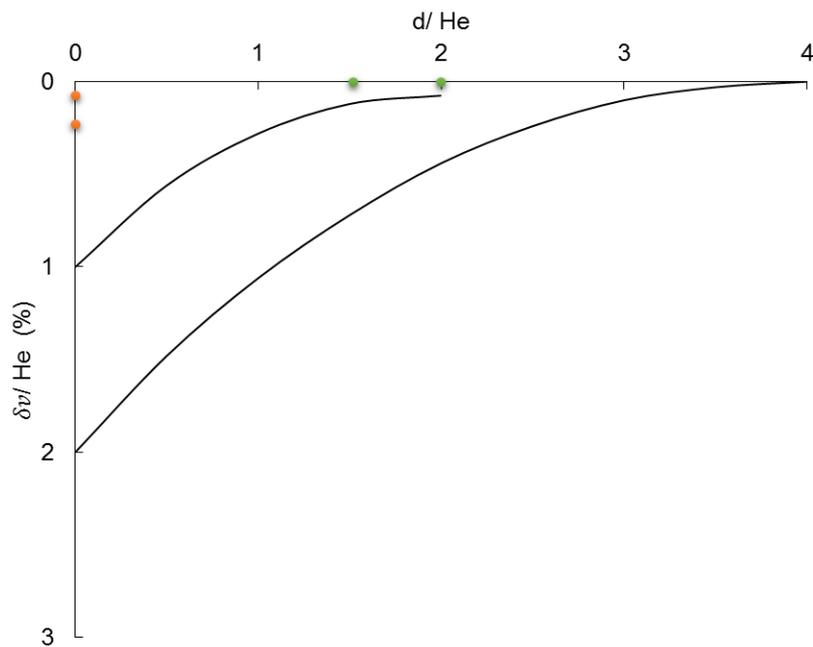
Neste ponto, pretende-se realizar um cruzamento dos dados obtidos através da aplicação dos métodos empíricos nas estações do Marquês e Aliados com as curvas propostas por Peck.

3.3.1 ESTAÇÃO DO MARQUÊS

Tendo por base as grandezas adimensionais calculadas e apresentadas no Quadro 14, para a estação do Marquês, procedeu-se à representação gráfica. A Figura 53 apresenta o diagrama de Peck com a representação dos pontos retirados da instrumentação da estação do Marquês, sendo que os pontos a verde representam a relação $\frac{D}{H_e}$ e os pontos a laranja a relação $\frac{\delta_{vm}}{H_e}$.



(a)



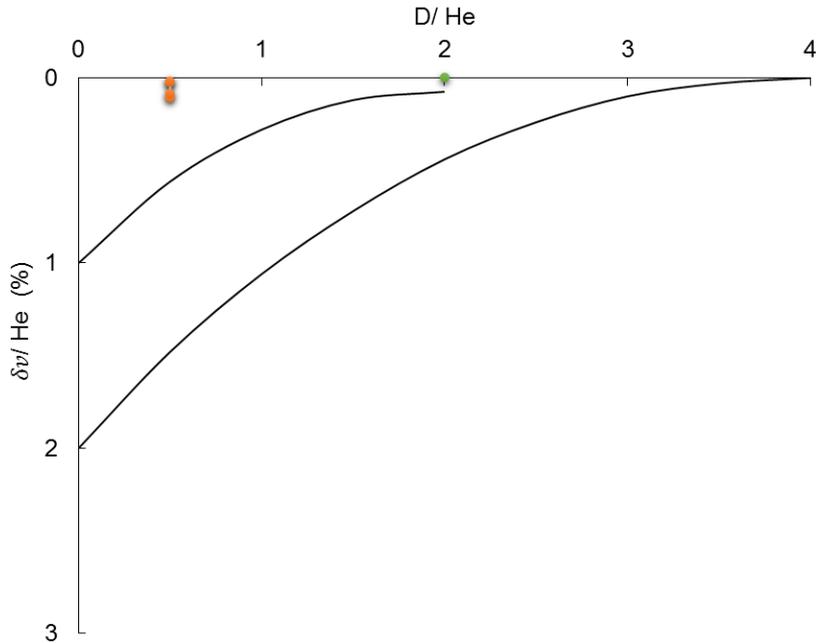
(b)

Figura 53 – Diagrama de Peck e representação dos pontos obtidos através dos cálculos para estação do Marquês: (a) $V_s=V_p$ (inclinómetros); (b) $V_s=V_s$ (ajuste)

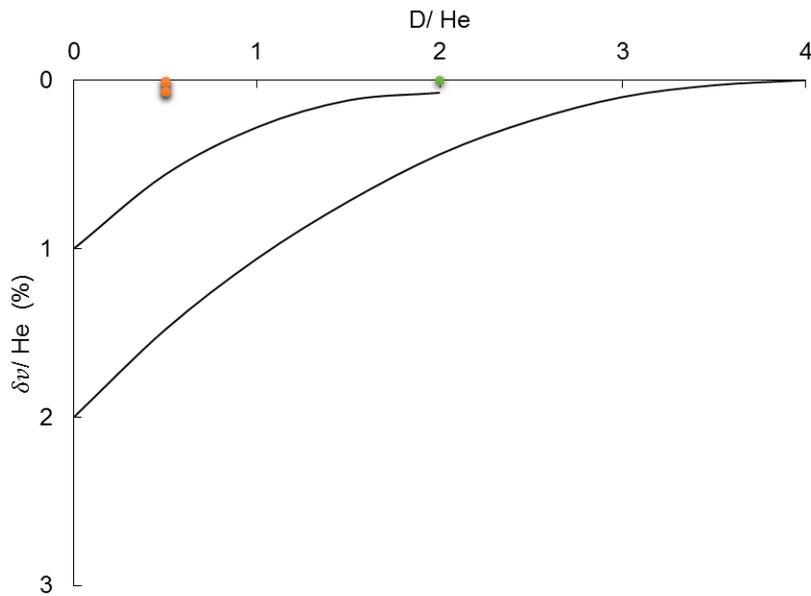
A Figura 53 mostra que os resultados obtidos são bastante favoráveis, uma vez que o solo em questão se encontra claramente na Zona I, zona esta correspondente a areias e argilas médias e rijas com uma resistência não drenada (c_u) superior a 25 kPa, demonstrando inequivocamente a qualidade do controlo de deformações na escavação.

3.3.2 ESTAÇÃO DOS ALIADOS

Tendo por base as grandezas adimensionais calculadas e apresentadas no Quadro 19, para a estação Aliados, procedeu-se à representação gráfica. A Figura 54 apresenta o diagrama de Peck com a representação dos pontos retirados da instrumentação da estação Aliados, sendo que os pontos a verde representam a relação $\frac{D}{H_e}$ e os pontos a laranja a relação $\frac{\delta_{vm}}{H_e}$.



(a)



(b)

Figura 54 – Diagrama de Peck e representação dos pontos obtidos através dos cálculos para a estação dos Aliados: (a) $V_s=V_p$ (inclinómetros); (b) $V_s=V_s$ (ajuste)

Observando a Figura 54 conclui-se que os resultados obtidos são bastante favoráveis, uma vez que o solo em questão se encontra claramente na Zona I, zona esta correspondente a areias e argilas médias e rijas com uma resistência não drenada (c_u) superior a 25 kPa, demonstrando inequivocamente a qualidade do controlo de deformações na escavação.

De forma a ter uma melhor perceção do comportamento do solo em estudo, procedeu-se a uma representação das referidas curvas de Peck para cada um dos lados da estação Aliados. Para o efeito, teve-se em consideração apenas as curvas em que o volume de subsidência é maior. Sendo assim, serão representadas as curvas para o lado Este e Oeste tendo em conta os resultados obtidos pelo inclinómetro 4 e 3, respetivamente. A Figura 55 apresenta o diagrama de Peck com a representação das curvas obtidas através dos cálculos realizados anteriormente.

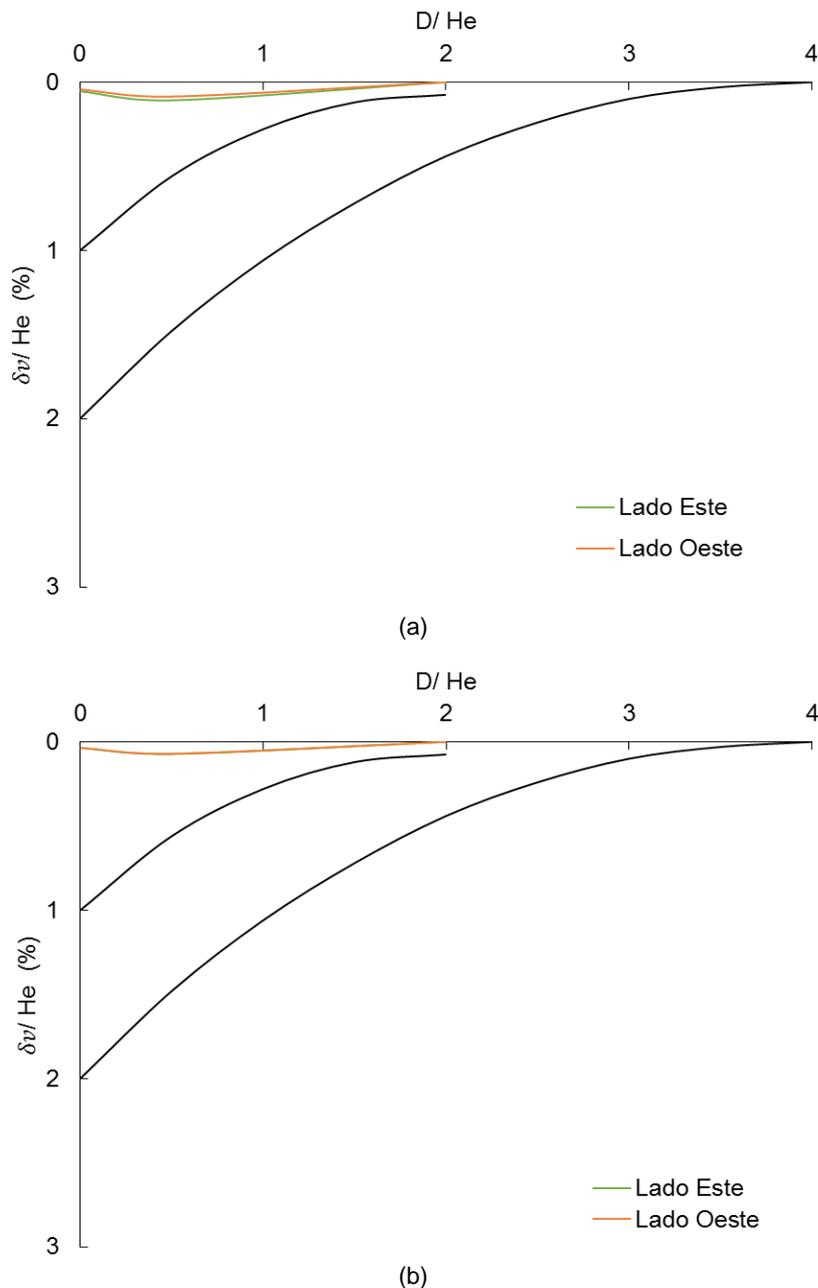


Figura 55 – Diagrama de Peck e representação das curvas obtidas através dos cálculos para estação dos Aliados: (a) $V_s=V_p$ (inclinómetros); (b) $V_s=V_s$ (ajuste)

Tal como se pode observar na Figura 55, as curvas correspondentes ao caso em estudo, encontram-se na Zona I do perfil proposto por Peck. Com efeito, tais resultados são bastantes favoráveis, pois mostram que o solo em estudo tem características muito boas que permitem a realização deste tipo de obras sem grandes danos.

Por fim, a diferença observada na forma dos perfis de subsidências poderá estar também relacionada com o rebaixamento do nível freático executado na obra. Com efeito, no caso da estação Aliados este rebaixamento não terá tanta influência nos assentamentos como o observado na estação do Marquês. No entanto, os assentamentos provocados pelo rebaixamento do nível freático são inevitáveis, ocorrendo sempre que se opta por esta solução.

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA ESTAÇÃO MARQUÊS

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente capítulo faz-se uma modelação numérica axissimétrica de um poço circular com dimensões semelhantes à Estação Marquês, com o intuito de melhor compreender o comportamento observado em obra. Como já foi referido anteriormente, esta obra geotécnica ocorre num maciço com características de resistência e deformabilidade típicas do Granito do Porto e em solo muito alterado, solo residual, também de Granito do Porto numa condição não saturada.

O cálculo numérico foi realizado recorrendo a um programa de cálculo automático denominado por Phase2, versão 8.0. Com efeito, para além da descrição do modelo adotado e suas respetivas condições fronteiras, apresentam-se os resultados obtidos e faz-se uma comparação com os resultados da monitorização.

Para o ajuste de resultados, realizaram-se três cálculos numéricos axissimétricos. Numa fase inicial, realizou-se um cálculo numérico tendo por base o zonamento geotécnico definido em projeto, denominado por Cálculo Base. Numa segunda fase, realizou-se um estudo paramétrico, denominado por Estudo Paramétrico Inicial, tendo por base um conjunto de variações paramétricas sugeridas por Bernardes (2010), que permitiu chegar a uma modelação do comportamento da obra mais próxima do real, viabilizando uma reflexão sobre as características do maciço na zona de construção da estação que mais influenciam os assentamentos à superfície e os deslocamentos da parede. Por fim, foi realizado um segundo estudo paramétrico, agora denominado Estudo Paramétrico Final, fazendo-se variar novamente o módulo de deformabilidade, de forma a melhorar os resultados obtidos no programa de cálculo.

4.2. MODELO ADOTADO

4.2.1. MALHA ADOTADA

A configuração associada à Estação do Marquês permitiu a realização de uma análise Axissimétrica, pese embora tal análise seja uma aproximação da estação uma vez que o poço não é perfeitamente circular. É de referir que esta simplificação, apesar de aceitável, encontra-se um pouco afastada da realidade no que diz respeito ao arranjo do solo envolvente à geometria do poço, uma vez que se considera que o poço é perfeitamente circular, o que na realidade não acontece pois o caso em estudo é um poço elíptico. Sendo assim, o cálculo em questão terá como objetivo a análise da deformada e do comportamento do solo e do suporte, tendo em conta um solo envolvente com distribuição homogênea em planta.

Sendo a profundidade de escavação de 27 m, foi adotada uma distância mínima em relação à escavação de 53,625 m. O raio de escavação adotado foi de 21,375 m, valor obtido através da realização da média dos raios do poço em questão (raio maior \approx 24m e raio menor \approx 18,75m).

No que diz respeito às dimensões verticais, admitiu-se um valor de 42 m. Sendo assim, as dimensões da malha adotada têm um desenvolvimento horizontal de 75 m ($21,375+53,625$) e vertical de 42 m.

A malha utilizada foi definida com um refinamento médio, sendo que junto ao suporte houve um aumento do refinamento, uma vez que nessa zona seria previsível a alteração de tensões mais importante durante a escavação. A Figura 56 apresenta a malha gerada no estado inicial de tensão, sendo esta constituída por 32291 elementos e 16295 pontos nodais.

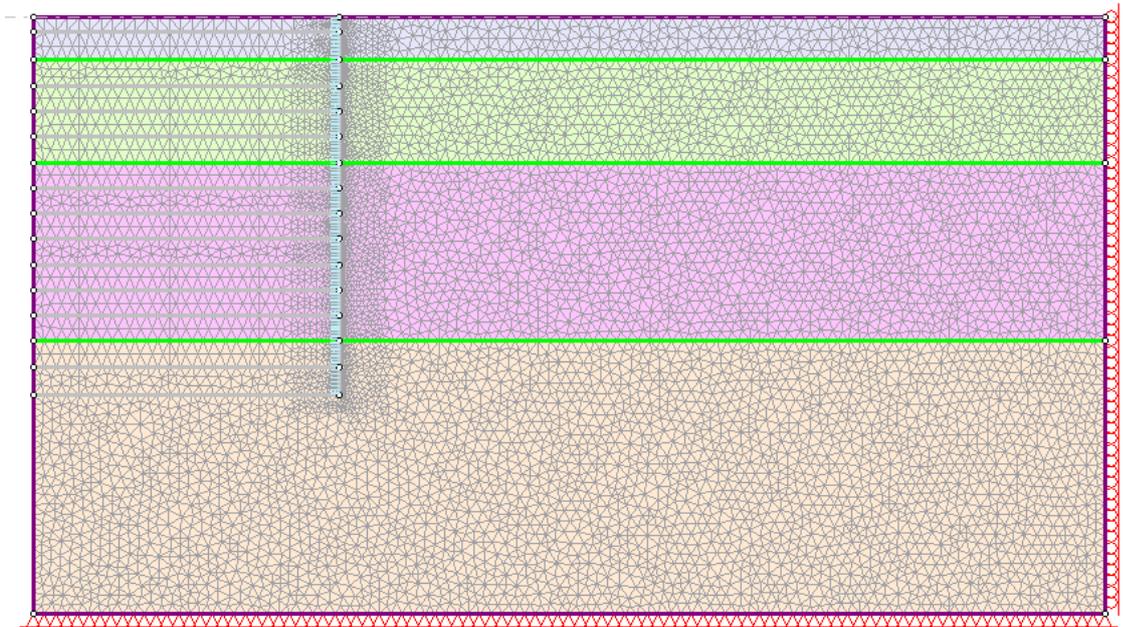


Figura 56- Geração do estado inicial de tensão (Malha Gerada no Phase2.8.0).

4.2.2. FASES DE CÁLCULO

Neste ponto realizou-se uma modelação numérica o mais realista possível, de forma a retratar as etapas constituintes da execução da estrutura de suporte da Estação do Marquês. Com efeito, tendo em conta que uma das grandes condicionantes neste tipo de cálculo é a demora de computação, omitiu-se a construção da viga de coroamento, substituindo a mesma por duas fases sequenciais de escavação, isto é, escavação e projecção de betão, no primeiro nível de escavação.

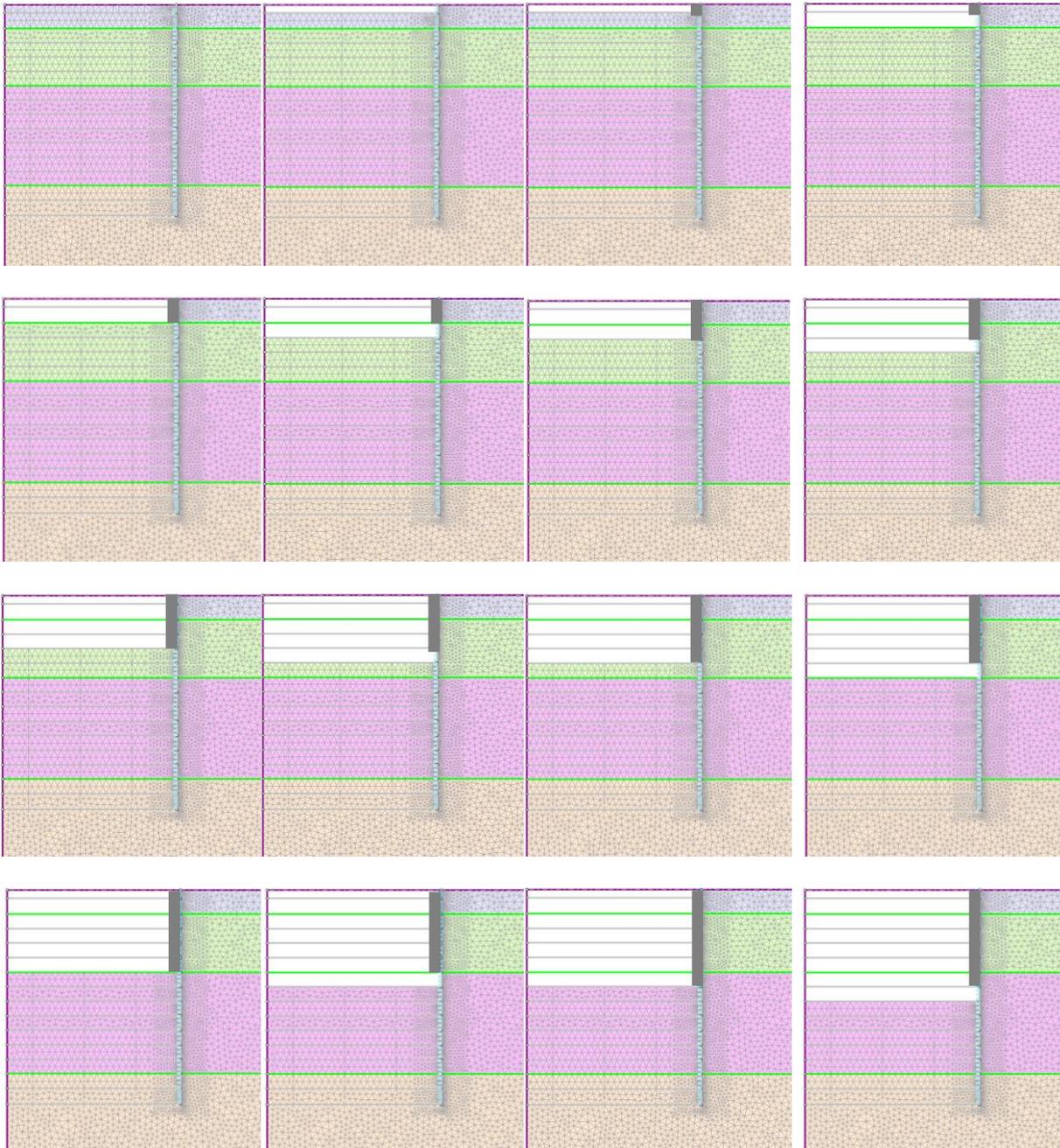
Na maioria dos anéis foi considerada uma altura de escavação de 1,8 m, com exceção do nível “viga de Coroamento” (1 m), e do 1º e 14º nível, com 2 m em ambos. Apresenta-se no Quadro 20 o encadeamento das fases consideradas na modelação numérica.

Quadro 20 – Fases de cálculo assumidas na modelação da estação Marquês.

Fase Nº	Cota	Descrição	Altura Acumulada de Escavação (m)
1	-	Geração do estado inicial de tensão	-
2		Escavação do nível "Viga de Coroamento"	
3]148,147]	Colocação do suporte do nível "viga de Coroamento"	1
4		Escavação do 1º anel	
5]147;145]	Colocação do suporte no 1º anel	3
6		Escavação do 2º anel	
7]145;143,2]	Colocação do suporte no 2º anel	4,8
8		Escavação do 3º anel	
9]143,2;141,4]	Colocação do suporte no 3º anel	6,6
10		Escavação do 4º anel	
11]141,4;139,6]	Colocação do suporte no 4º anel	8,4
12		Escavação do 5º anel	
13]139,6; 137,8]	Colocação do suporte no 5º anel	10,2
14		Escavação do 6º anel	
15] 137,8; 136]	Colocação do suporte no 6º anel	12
16		Escavação do 7º anel	
17] 136; 134,2]	Colocação do suporte no 7º anel	13,8
18		Escavação do 8º anel	
19] 134,2; 132,4]	Colocação do suporte no 8º anel	15,6
20		Escavação do 9º anel	
21] 132,4; 130,6]	Colocação do suporte no 9º anel	17,4
22		Escavação do 10º anel	
23] 130,6; 128,8]	Colocação do suporte no 10º anel	19,2
24		Escavação do 11º anel	
25] 128,8; 127]	Colocação do suporte no 11º anel	21
26		Escavação do 12º anel	
27] 127; 125,4]	Colocação do suporte no 12º anel	22,8
28] 125,4; 123,4]	Escavação do 13º anel	24,6

29	Colocação do suporte no 13º anel	
30	Escavação do 14º anel	26,6
31	Colocação do suporte no 14º anel	

A Figura 57 apresenta, esquematicamente, um corte das várias fases de cálculo com o evoluir da escavação.



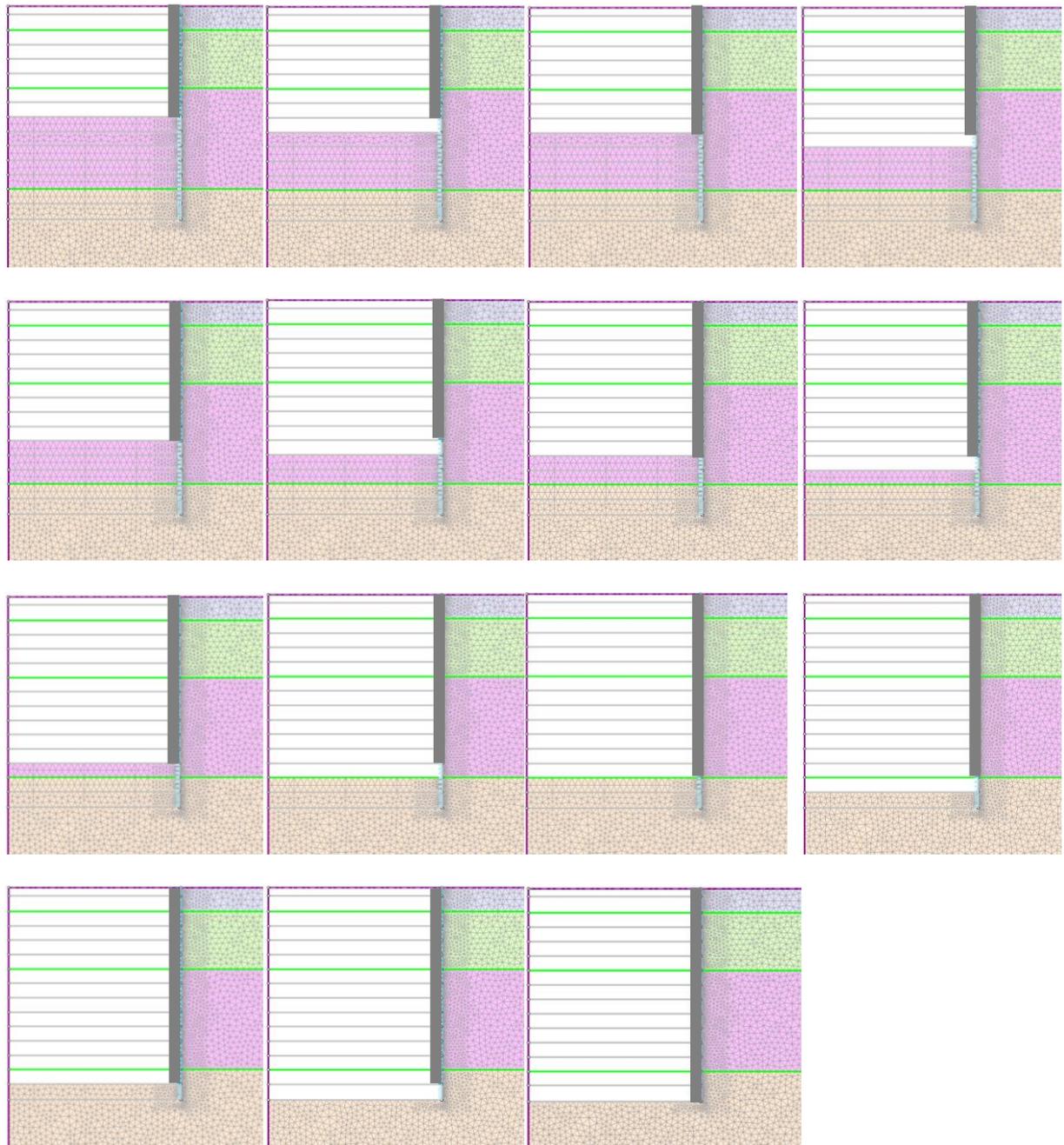


Figura 57 – Esquema do faseamento construtivo da estação Marquês.

4.3. CÁLCULO BASE

4.3.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS A CONSIDERAR NO CÁLCULO BASE

A existência de uma falha sub-vertical na Praça do Marquês, realça o seu contexto geotécnico, uma vez que a existência de tal falha define uma fronteira entre o material rochoso e o material tipo solo. Com efeito, tal aspeto fez com que a escavação fosse realizada em dois tipos de maciços, por um lado num maciço rígido e resistente, e por outro num perfil típico do solo Residual do Granito do Porto. Tendo em conta as sondagens realizadas (Figura 58) foram estimadas as propriedades geotécnicas para os diferentes estratos, sendo que para o cálculo numérico foi considerado um comportamento elasto-plástico em todos os materiais.

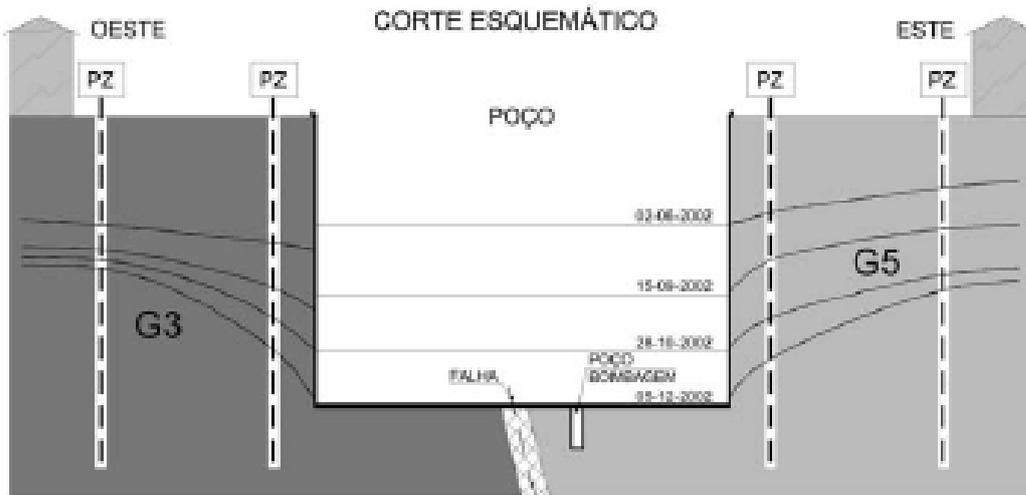


Figura 58 - Esquema das sucessivas cotas do nível freático a Este e Oeste da falha (retirado de Campanhã et al., 2004).

No Capítulo 2 da presente tese foram apresentados seis grupos geomecânicos definidos pelo estudo geotécnico realizado pela Normetro no âmbito da caracterização geral do Metro do Porto.

A Figura 59 apresenta uma esquematização do perfil de estratos considerados na estação do Marquês para o lado Leste da falha sub-vertical.

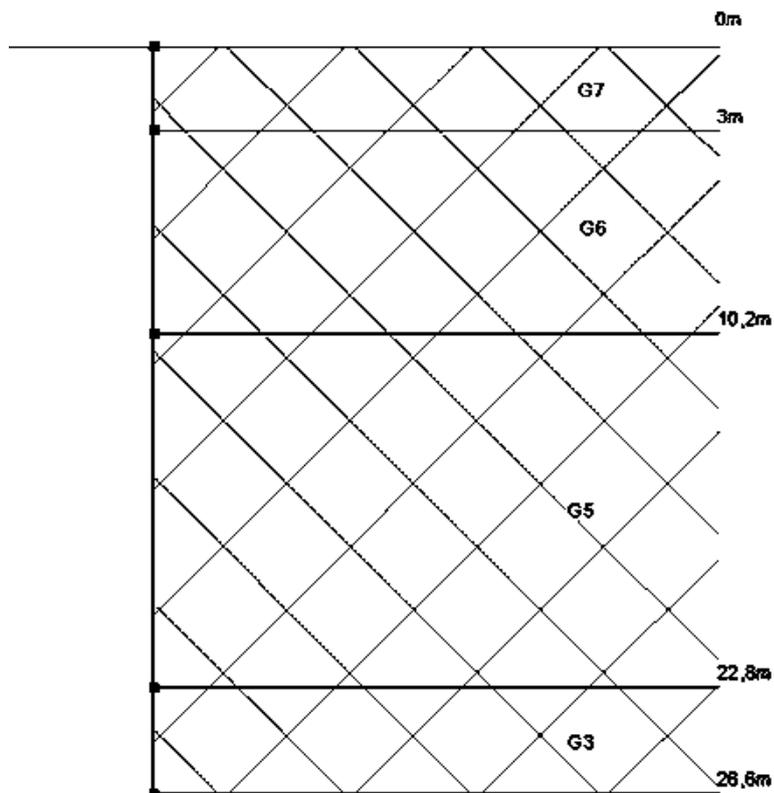


Figura 59 – Estratos considerados no cálculo base — Estação do Marquês.

Como se pode observar no perfil da Figura 59 são apenas considerados quatro dos seis grupos geomecânicos, presentes no estudo geológico-geotécnico. É de notar que o solo G4 não foi considerado devido à sua reduzida espessura, em profundidade, relativamente aos restantes grupos, uma vez que na maioria das sondagens a sua espessura é inferior a 1,8 m, espessura esta pouco influente num perfil de mais de 25 m de profundidade.

No Quadro 21, apresentam-se as propriedades adotadas para cada estrato no Cálculo Base.

Quadro 21 – Propriedades dos estratos utilizados no Cálculo Base - Estação do Marquês.

Estratos	E (MPa)	γ (MN/m ³)	K0	c' (MPa)	ϕ'	ψ
G7	40	0,019	0,6	0,01	28°	10°
G6	45	0,019	0,6	0,01	32°	11°
G5	150	0,02	0,6	0,03	35°	12°
G3	1000	0,023	0,6	Comportamento Elástico		

No que diz respeito ao granito não alterado, nesta análise foi apenas considerado o grupo G3. É de notar que os perfis a Leste da falha apenas apresentam este tipo de rocha a profundidades já pouco condicionantes para a escavação, sendo que o comportamento deste tipo de solo foi considerando como perfeitamente elástico. No que refere aos restantes estratos, considerou-se o comportamento como plástico, adotando-se um ângulo de dilatação de cerca de $\frac{1}{3}$ do ângulo de atrito.

De referir ainda que as maiores deformações sucedem nos estratos em que o terreno assume as características geomecânicas de G5.

4.3.2 ANÁLISE DE RESULTADOS DO CÁLCULO BASE ESTAÇÃO MARQUÊS

Após a realização da modelação numérica no Phase2.8.0, tendo em conta os resultados obtidos no cálculo e os dados da instrumentação implementada, procedeu-se à discussão dos fenómenos decorrentes da realização da escavação.

4.3.2.1 MOVIMENTOS GERAIS DA ESCAVAÇÃO – DEFORMAÇÃO DO MACIÇO

Neste ponto pretende-se analisar as deformações do maciço e, sempre que possível, comparar os valores calculados com os medidos, recorrendo para tal aos resultados da instrumentação obtidos em obra.

A Figura 60 apresenta a malha deformada, assim como os deslocamentos horizontais para a fase final de cálculo relativa ao Cálculo Base da estação Marquês.

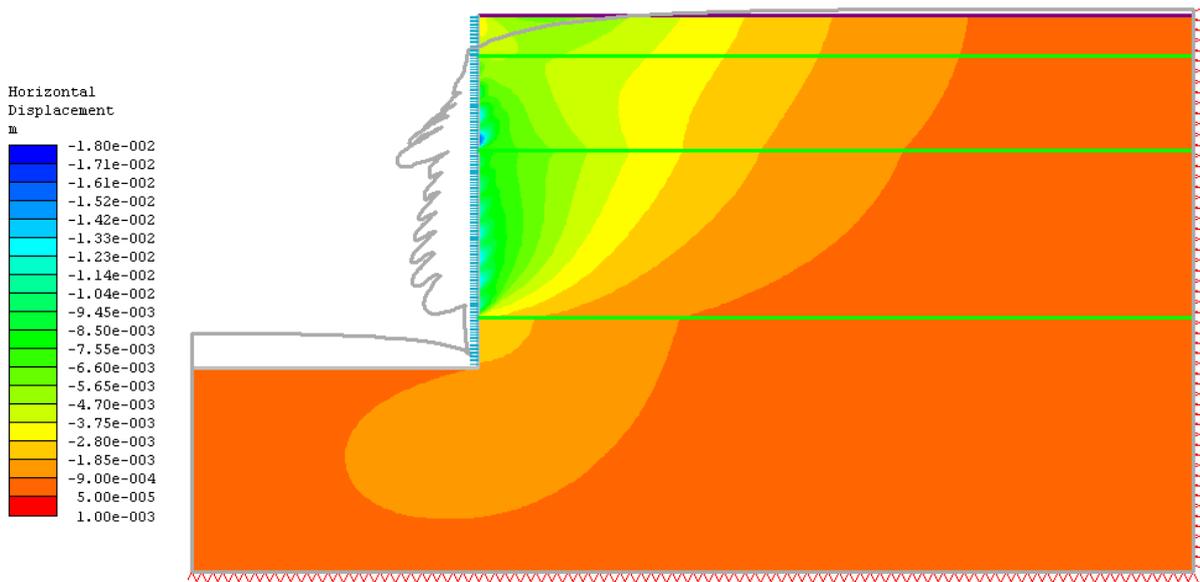


Figura 60 – Malha Deformada e Deslocamentos Horizontais no Cálculo Base, na fase final da escavação - Estação do Marquês.

Como se pode observar na Figura 60, existem dois movimentos principais de todo o maciço: o movimento horizontal em direção à escavação e o levantamento generalizado do fundo produzido pelo alívio de tensões associado à escavação.

No que refere ao movimento na direção da escavação, os deslocamentos superiores a meia altura dos painéis, formando uma espécie de “barrigas”, são fenómenos bastante evidentes. Com efeito, a evolução dos deslocamentos é tendencialmente crescente até cerca de 9,5 m de profundidade, onde atingem o seu valor máximo. A partir daqui essa evolução é menor, consequência da melhoria das características do maciço.

No que diz respeito ao levantamento generalizado do fundo de escavação, que se propaga também até à superfície, tal fenómeno estará relacionado com o módulo de deformabilidade e modelo adotados em cada estrato para o cálculo numérico. Na escavação existe uma descarga, sendo tipicamente a rigidez em descarga superior. Com efeito, o módulo de deformabilidade na descarga-carga (E_{ur}) é habitualmente bastante superior ao módulo de deformabilidade do terreno normalmente adotado (E). No modelo numérico adotou-se sempre o mesmo módulo de deformabilidade e logo o levantamento obtido estará exagerado. Adicionalmente, considerou-se o módulo de deformabilidade constante em cada estrato, sendo que para maiores profundidades haveria tendência para o crescimento deste parâmetro.

A Figura 61 apresenta a malha deformada, assim como os deslocamentos verticais na fase final de escavação obtidos no Cálculo Base.

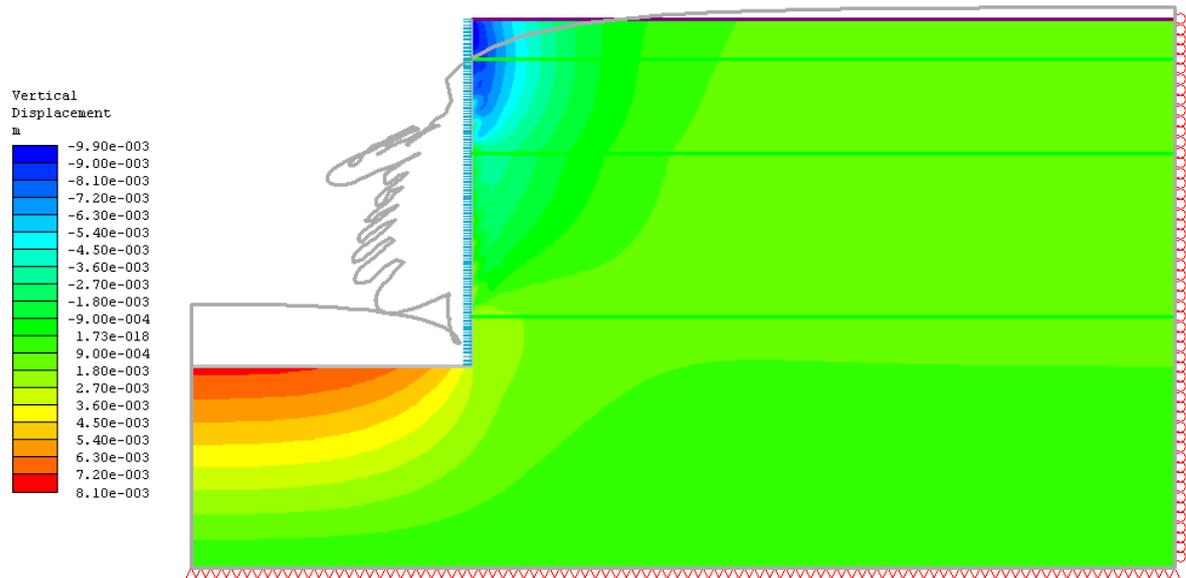


Figura 61 - Malha Deformada e Deslocamentos Verticais no Cálculo Base, na fase final da escavação - Estação do Marquês.

Relativamente ao levantamento generalizado do fundo de escavação, é possível observar na Figura 61, que na zona central do poço, tal levantamento assume valores muito relevantes, cerca de 8 mm. No que refere aos deslocamentos à superfície, também apresentados na Figura 61, estes possuem uma forma parabólica, atingindo um valor máximo junto ao suporte de cerca de 10 mm e esvanecendo-se com a distância à frente da escavação. No caso em estudo, a uma distância de cerca de 15 m, os assentamentos anulam-se, sendo que a partir desta distância observa-se um levantamento da superfície. De referir que tal fenómeno não traduz em boa medida a realidade.

A Figura 62 apresenta o perfil de deslocamentos horizontais do maciço, imediatamente atrás do suporte.

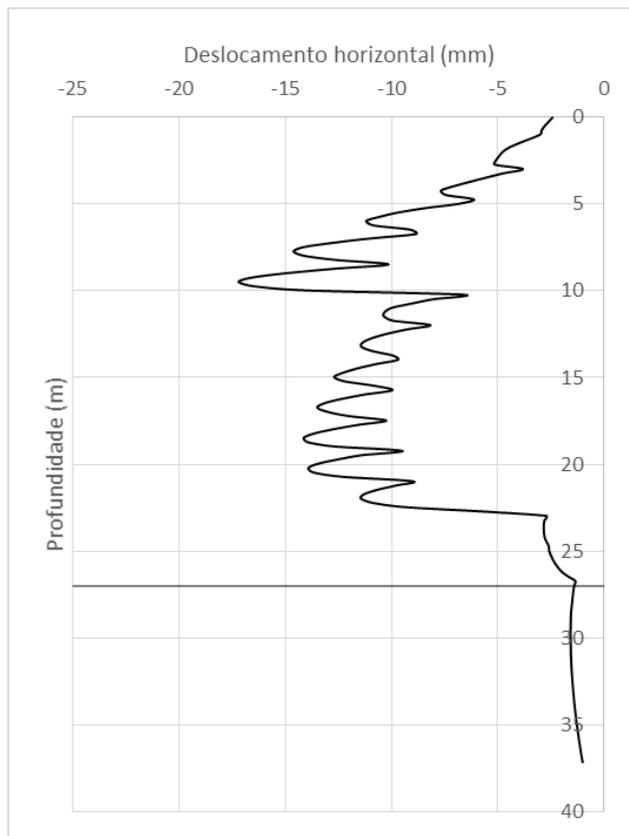


Figura 62 – Deformada no maciço adjacente ao suporte – Cálculo Base Estação do Marquês.

Aspeto muito relevante prende-se com o facto de os deslocamentos máximos ocorrerem para profundidades pouco relevantes, cerca de 9,5 m, o que remete mais uma vez para a importância da melhoria das qualidades do maciço, assumidas no modelo numérico.

Tendo presente a existência de quatro inclinómetros nos alinhamentos dos eixos da elipse, comparam-se os deslocamentos obtidos no cálculo numérico com os medidos nos inclinómetros. Para o efeito escolheu-se apenas um dos dois inclinómetros de cada lado da falha, o que apresentava maiores deformações. Assim do lado Este escolheu-se para comparação o inclinómetro 1 e, do lado Oeste, o Inclinómetro 3. A Figura 63 apresenta as deformadas obtidas para ambos os Inclinómetros em comparação com a deformada obtida no cálculo numérico.

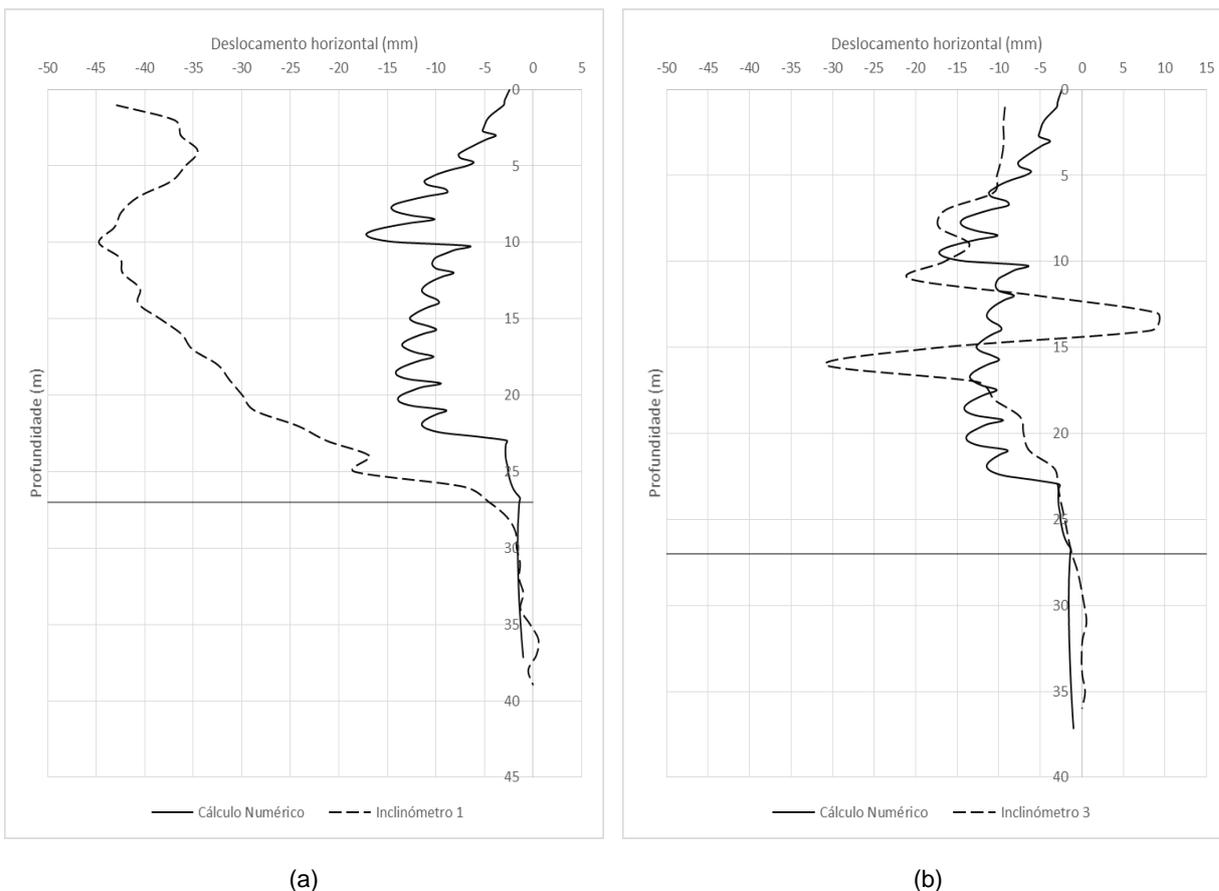


Figura 63 – Comparação dos deslocamentos horizontais em direção à escavação entre o modelo numérico e as medições de campo: (a) Inclínómetro 1, (b) Inclínómetro 3.

Na Figura 63, observa-se que os deslocamentos em direção à escavação no alinhamento do Inclínómetro 1 são bastante mais pequenos no cálculo numérico do que os obtidos através da instrumentação. A diferença é principalmente marcante no deslocamento máximo que, na medição real, atinge cerca de 45 mm, enquanto que na simulação numérica atinge cerca de 17 mm, isto é, cerca de 40 % do valor real. É de notar que a profundidade a que se regista esse máximo também é um pouco diferente, mas não muito relevante, sendo esta de cerca de 9,5 m no cálculo numérico e cerca de 10,0 m, na medição real.

No que diz respeito aos deslocamentos em direção à escavação no alinhamento do Inclínómetro 3, os deslocamentos obtidos no cálculo numérico são bastante próximos dos obtidos em obra, sendo de notar uma grande discrepância dos valores obtidos para profundidades de cerca de 14,0 m e 16,0 m. Esta discrepância sugere que a possança de material mais alterado, e consequentemente menos rígido, poderá assumir maior expressão do que o esperado no modelo geotécnico estabelecido. O deslocamento máximo observado para o Inclínómetro 3 é de cerca de 31,0 mm, sendo que o obtido na simulação numérica é cerca de 55% desse valor. É também importante a diferença relativamente à profundidade a que se regista o deslocamento máximo, sendo de cerca de 9,5 m no cálculo numérico, e cerca de 16,0 m na medição real. Mais uma vez, tal discrepância remete para a importância das características geotécnicas adotadas no modelo.

Observando a deformada do Inclínómetro 3, é ainda notória uma discrepância dos deslocamentos horizontais a cerca de 14 m de profundidade, em que tal deformada dá entender que o maciço terá experimentado um deslocamento em sentido contrário. Tal acontecimento poderá estar relacionado com

um erro de leitura do instrumento, ou poderá ser resultado de uma anomalia geotécnica como o surgimento de uma “bola granítica”.

No que diz respeito à forma das curvas obtidas, a curva numérica não caracteriza em boa medida, em termos de forma, o andamento dos deslocamentos em profundidade. Observando a Figura 63 (a), podemos concluir que os resultados obtidos através da instrumentação do Inclinómetro 1, originam uma curva com um deslocamento máximo à superfície, sendo que inicialmente a curva é tendencialmente decrescente até uma profundidade de cerca de 5 m, passando aqui a ser crescente até atingir um novo máximo a cerca de 10 m de profundidade, voltando a decrescer até atingir o fundo de escavação. A não existência de máximos dentro de cada altura de escavação prende-se com o facto de os inclinómetros não estarem imediatamente atrás do suporte, e logo o efeito da proximidade da frente de escavação se esvanecer um pouco.

No que refere à curva obtida através do cálculo numérico, esta apresenta a formação de uma espécie de “barrigas”, sendo que inicialmente a curva é tendencialmente crescente até atingir o deslocamento máximo a meia altura.

Tendo em conta os deslocamentos horizontais obtidos no cálculo numérico, procedeu-se ao cálculo do volume de terras deslocado atrás do suporte, para posterior comparação com o volume de terras obtidos para ambos os inclinómetros em estudo. Obteve-se como volume de terras deslocado o valor de 252,927 dm³/m (Cálculo Numérico Base). Com efeito, tal como esperado, em comparação ao obtido pelo Inclinómetro 1, os valores são bastante inferiores, isto é, cerca de 30% do valor obtido na medição real, em que o volume de terras deslocado era da ordem dos 875,81 dm³/m. Por outro lado, em relação ao Inclinómetro 3, os valores são bastante próximos, com uma diferença de cerca de 21 dm³/m de solo deslocado.

Para profundidades superiores à de escavação, o cálculo numérico obtém maiores deformações do que a medição real. Tal diferença poderá ser explicada pelo facto de na base dos inclinómetros se considerar que os deslocamentos são nulos, o que poderá não corresponder à realidade.

O Quadro 22 apresenta o resumo dos volumes de deformação calculados.

Quadro 22 - Valores Obtidos no Cálculo Base - Estação Marquês.

Parâmetros	Valores		
	Lado Este (I ₁)	Lado Oeste (I ₃)	Cálculo numérico
V _p (dm ³ /m)	875,81	231,60	252,93
δ _{hm} (mm)	45	31	17

4.3.2.2 ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS

Neste ponto pretende-se analisar os assentamentos à superfície obtidos através do cálculo numérico, comparando-os com as curvas de Bowles ajustadas anteriormente para ambos os lados da falha sub-vertical. A Figura 64 apresenta o perfil de assentamentos à superfície obtido no cálculo numérico, assim como as curvas de Bowles ajustadas.

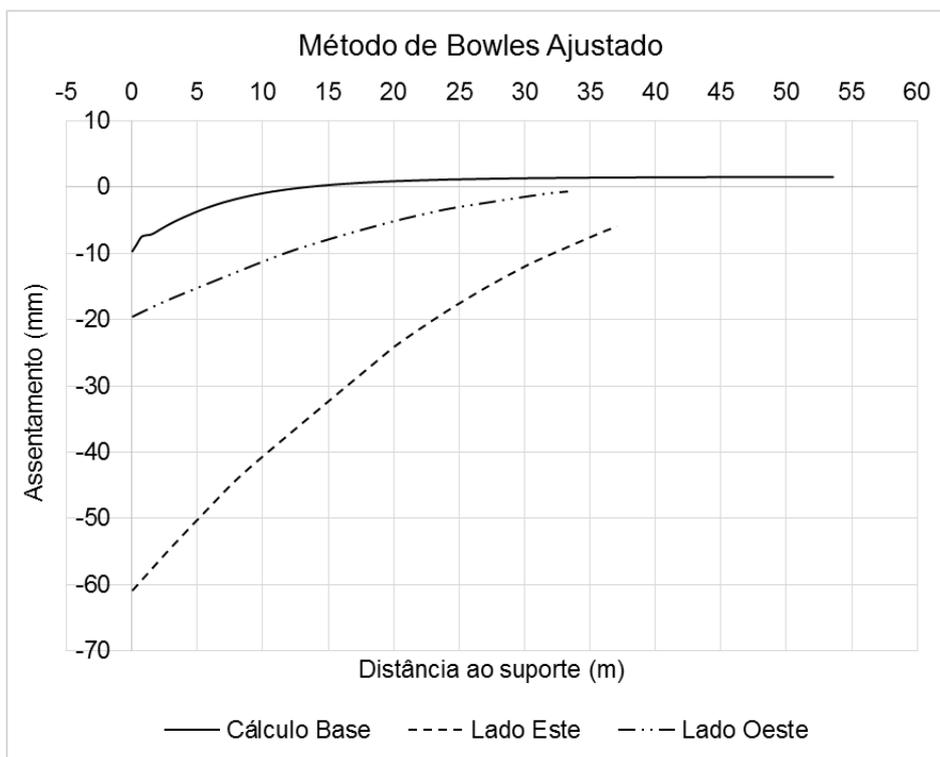


Figura 64 – Perfil de assentamentos à superfície – Cálculo Base Estação do Marquês.

Na Figura 64, é possível observar que os deslocamentos esvanecem-se muito mais rapidamente no Cálculo Numérico do que na aplicação do Método de Bowles, sendo que no primeiro caso estes anulam-se a uma distância de cerca de 15 m do suporte, quando no segundo caso anulam-se a partir dos 35 m de distância, aproximadamente.

O valor do deslocamento máximo obtido no Cálculo Base é bastante inferior ao obtido através do Método Bowles, sendo cerca de 10 mm no Cálculo Numérico e cerca de 20 mm e 60 mm no Método de Bowles, para o Lado Oeste e Este da Falha, respetivamente.

É de notar, que a partir dos 15 m de distância ao suporte, existe um levantamento da superfície. Tal fenómeno não traduz em boa medida a realidade e estará relacionado com o módulo de deformabilidade e modelo adotados em cada estrato para o cálculo numérico. Sendo assim, procedeu-se a uma correção da curva de subsidência, para que o levantamento à superfície deixasse de existir. A Figura 65 apresenta a correção da curva obtida através do modelo numérico.

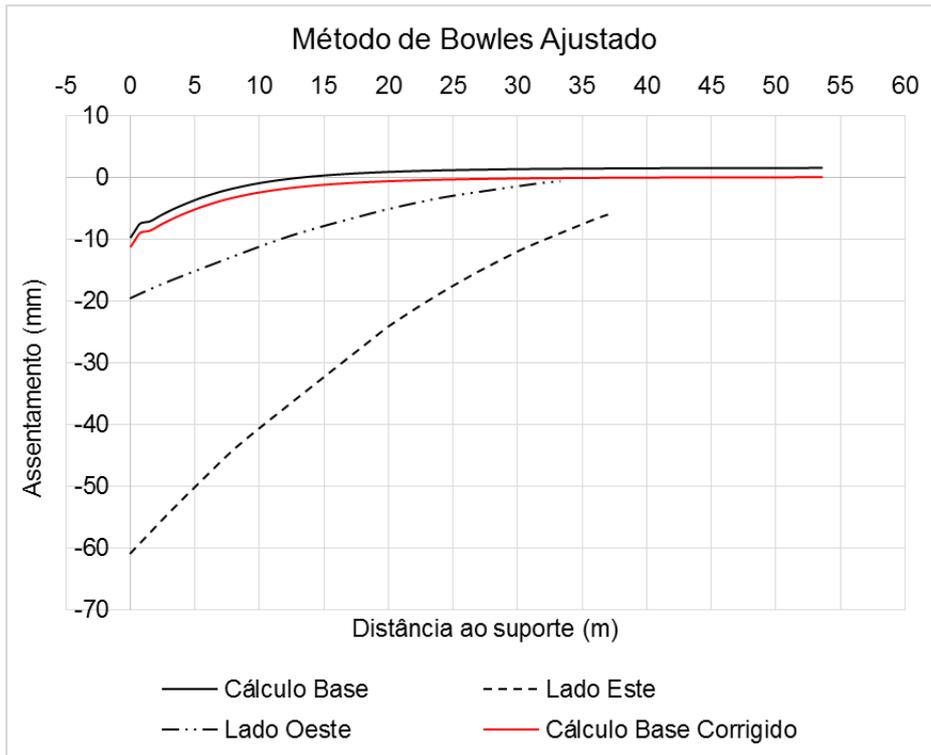


Figura 65 - Perfil de assentamentos à superfície – Correção da Curva obtida no Cálculo Base Estação do Marquês.

Após a correção da curva obtida através do cálculo numérico, tal como se pode observar na Figura 65, o assentamento máximo à superfície passou a ser de 11 mm. Com efeito, os deslocamentos continuam a esvanecer mais rapidamente no Cálculo Numérico do que na aplicação do Método de Bowles, sendo que no primeiro caso anulam-se a uma distância de cerca de 25 m do suporte.

Tendo por base os resultados acima obtidos procedeu-se ao cálculo do volume de terras suportado em cada caso. O Quadro 23 apresenta o resumo dos parâmetros calculados.

Quadro 23 - Valores Obtidos no Cálculo Base - Estação Marquês.

Parâmetros	Valores			
	Lado Este	Lado Oeste	Cálculo numérico	Cálculo numérico (Corrigido)
V_s (dm ³ /m)	1647,00	410,00	75,00	137,50
$\bar{\delta}_{vm}$ (mm)	61	20	10	11

Note-se a elevada diferença entre o volume de terras obtido através do cálculo numérico antes e depois da correção da respetiva curva de subsidência (diferença de 62,5 dm³/m). Com efeito, o valor obtido mantém-se inferior ao calculado a partir da aplicação das curvas de Bowles.

4.4. ESTUDO PARAMÉTRICO INICIAL

4.4.1. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS A CONSIDERAR NO ESTUDO PARAMÉTRICO INICIAL

A informação obtida através dos inclinómetros instalados é aquela que retrata verdadeiramente as deformações sofridas pelo maciço desde a fase de construção da viga de coroamento até concretização dos túneis de acesso à Estação do Marquês.

Com efeito, tendo em conta tais resultados foi possível concluir que os deslocamentos obtidos no cálculo numérico estão muito aquém dos registados em obra, o que segundo Topa Gomes (2008), remete para a necessidade de avaliação de determinadas características do terreno com um elevado peso no comportamento da escavação. Entre essas características destaca-se o módulo de deformabilidade do terreno, as suas propriedades resistentes, nomeadamente coesão e ângulo de atrito, e o coeficiente de impulso em repouso do maciço.

De forma atenuar a elevada diferença observada entre os deslocamentos obtidos no modelo numérico e os registados através dos inclinómetros, foram adotados novos valores do módulo de deformabilidade, tendo por base a retro análise efetuada por Bernardes (2010). No que diz respeito aos restantes parâmetros, estes manter-se-ão iguais aos utilizados em projeto. O Quadro 24 apresenta os novos valores adotados para o módulo de deformabilidade em cada estrato.

Quadro 24 – Módulo de Deformabilidade adotado para o Estudo Paramétrico Inicial - Estação Marquês.

Estratos	E (MPa)
G7	20
G6	30
G5	90
G3	500

4.4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO INICIAL ESTAÇÃO MARQUÊS

4.4.2.1. MOVIMENTOS GERAIS DA OBRA – DEFORMAÇÃO DO MACIÇO

Tendo presente que a previsão das deformações do maciço e da estrutura se aproximam mais da realidade usando um valor do módulo de Young inferior ao sugerido, os resultados que se seguem são resultado do cálculo em que se minorou tal parâmetro.

A Figura 66 apresenta a malha deformada e os deslocamentos horizontais para a fase final de cálculo relativa ao Estudo Paramétrico Inicial da estação Marquês.

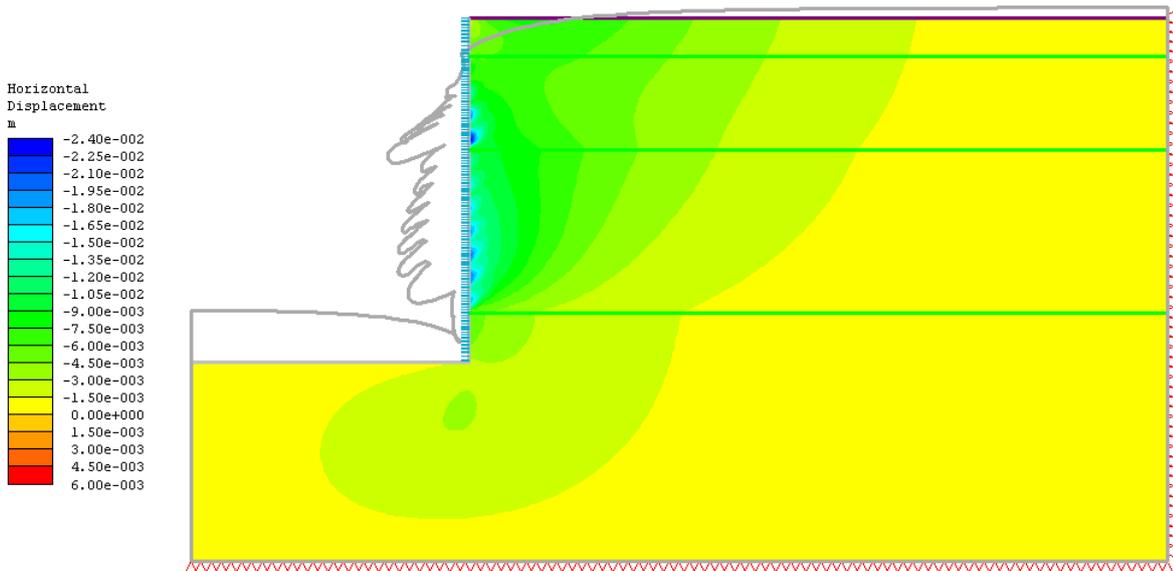


Figura 66- Deformada e Deslocamentos Horizontais no maciço adjacente ao suporte – Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês.

Como se pode observar na Figura 66, tal como no cálculo realizado anteriormente, também aqui a forma se mantém idêntica, existindo dois movimentos principais de todo o maciço: o movimento horizontal em direção à escavação e o levantamento generalizado do fundo produzido pelo alívio de tensões associado à escavação.

Com efeito, a evolução dos deslocamentos é tendencialmente crescente até cerca de 9,5 m de profundidade, onde atingem o seu valor máximo, de cerca de 24 mm.

A Figura 67 apresenta a malha deformada e os deslocamentos verticais para a fase final de cálculo relativa ao Estudo Paramétrico Inicial da estação Marquês.

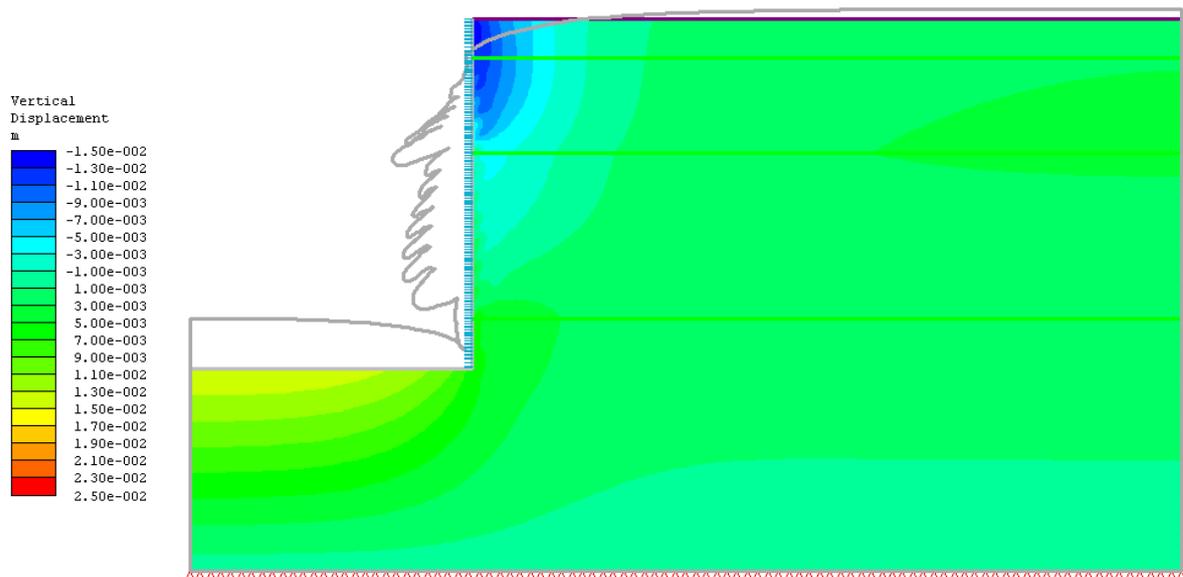


Figura 67 - Malha Deformada e Deslocamentos Verticais no Estudo Paramétrico Inicial na fase final da escavação - Estação Marquês.

No que refere ao levantamento generalizado do fundo de escavação, tal como se pode observar na Figura 67, a zona central do poço assume valores muito relevantes, cerca de 15 mm.

Os deslocamentos verticais possuem uma forma parabólica, esvanecendo-se com a distância à frente da escavação. No caso em estudo, a uma distância de cerca de 13 m, os assentamentos anulam-se, sendo que a partir desta distância observa-se um levantamento da superfície.

Como referido no Cálculo Base, o levantamento generalizado do fundo de escavação, que se propaga também até à superfície, estará relacionado com o módulo de deformabilidade e modelo adotados em cada estrato para o cálculo numérico. Acresce que os parâmetros adotados próximo da base da escavação ($E=500\text{MPa}$) são provavelmente muito conservativos já que, tratando-se de um granito medianamente alterado, são expectáveis valores de rigidez bastante superiores. A título de exemplo, procedeu-se a um cálculo alterando o módulo de deformabilidade do horizonte G3, coincidente com a base da escavação e estrato mais profundo, adotando-se um valor de cerca de 30 GPa. A Figura 68 apresenta a deformada obtida.

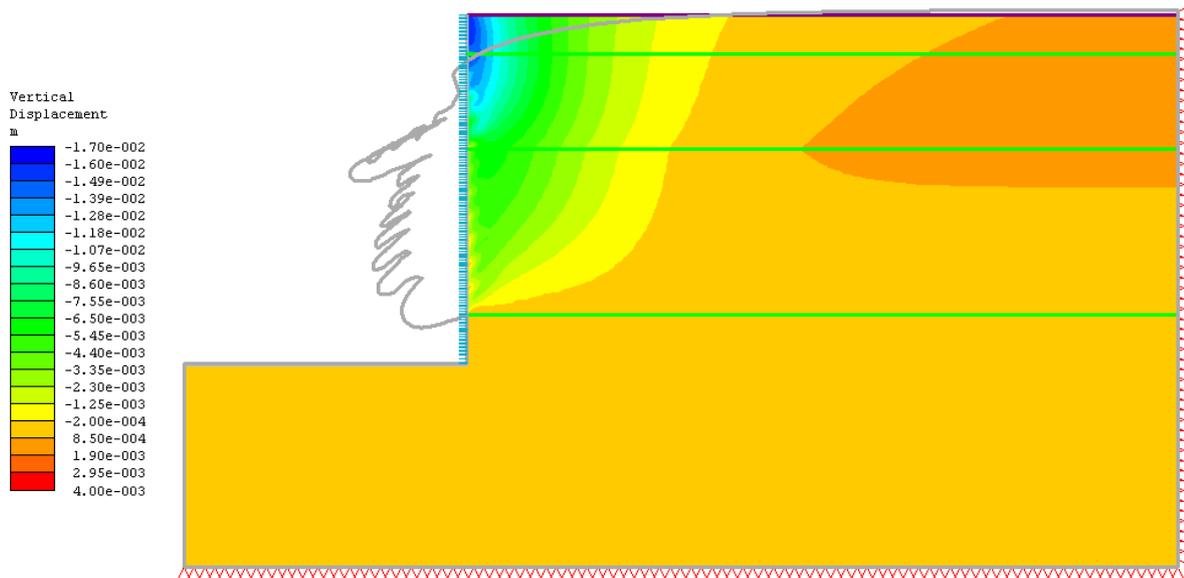


Figura 68 - Malha Deformada e Deslocamentos Verticais no maciço adjacente ao suporte – Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês consideração de $E= 30 \text{ GPa}$ para G3.

Tal como era de esperar, ao aumentarmos o módulo de deformabilidade do estrato G3 para 60 vezes mais, o levantamento de fundo deixa de acontecer, o que vem salientar a importância deste parâmetro neste tipo de obra.

A Figura 69 apresenta o perfil de deslocamentos horizontais do maciço.

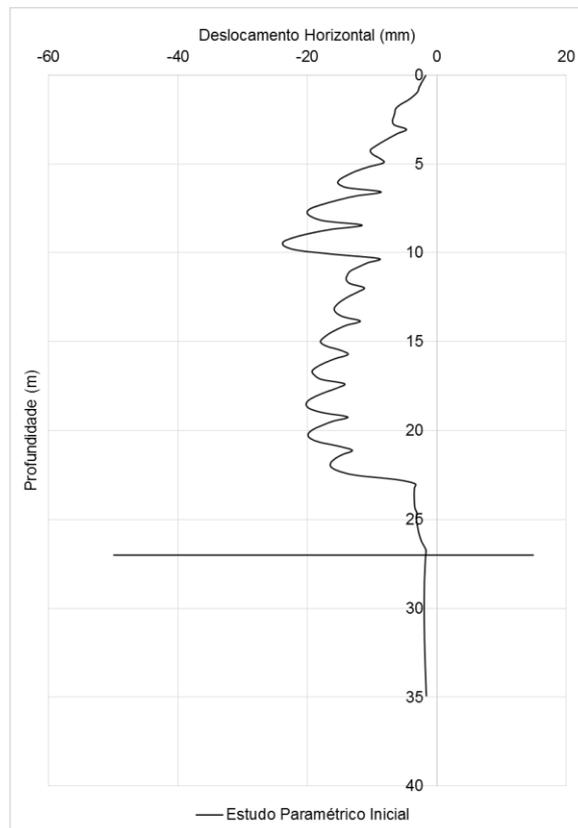


Figura 69 - Deformada no maciço adjacente ao suporte – Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês.

Como se pode observar na Figura 69, os deslocamentos máximos ocorrerem para profundidades pouco relevantes, cerca de 9,5 m, atingindo valores da ordem dos 25 mm.

Tendo presente a existência de quatro inclinómetros nos alinhamentos dos eixos da elipse, comparam-se os deslocamentos obtidos no cálculo numérico com os medidos nos inclinómetros. Para o efeito, tal como no Cálculo Base, escolheu-se apenas um dos dois inclinómetros de cada lado da falha, o que apresentava maiores deformações. Assim do lado Este escolheu-se para comparação o Inclinómetro 1 e do lado Oeste o Inclinómetro 3.

Apresenta-se na Figura 70, a comparação dos movimentos entre a medição real e os resultados obtidos no cálculo numérico, agora designado por Estudo Paramétrico Inicial.

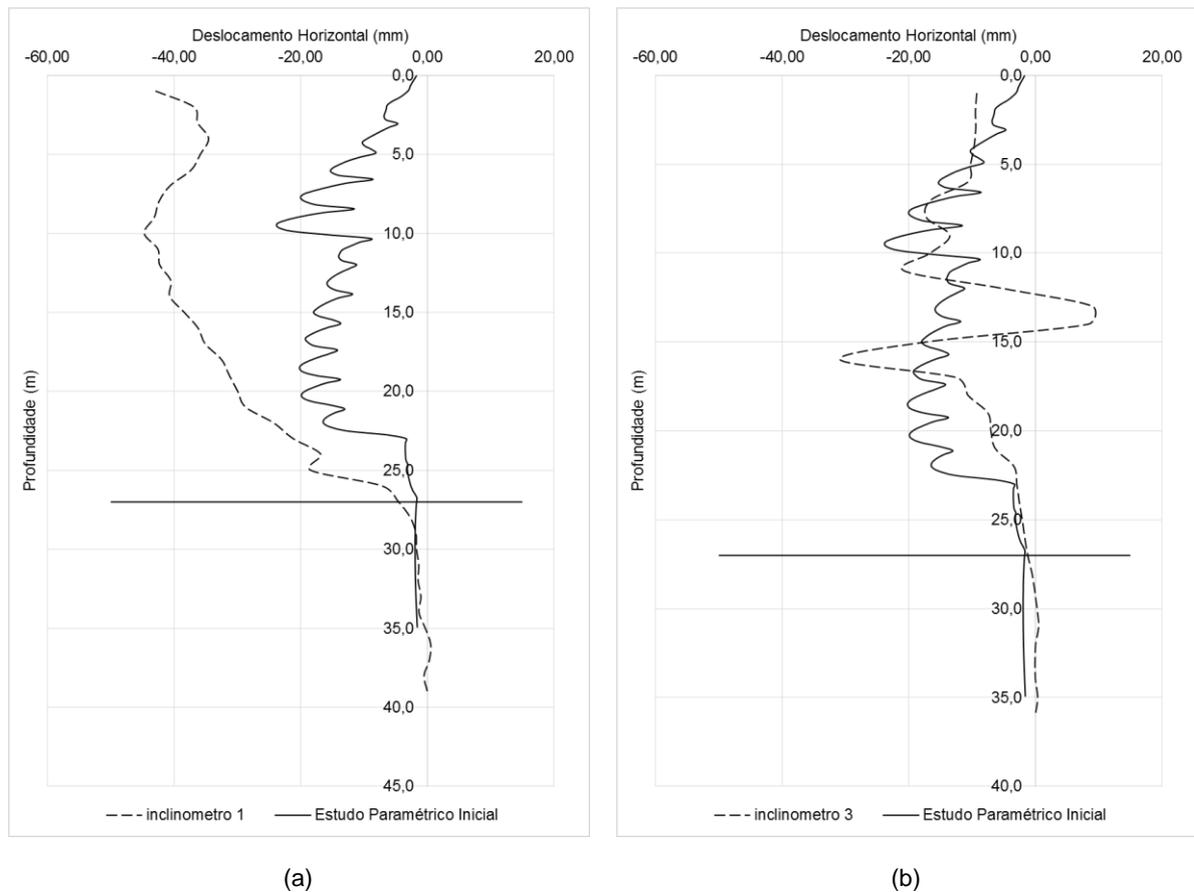


Figura 70 - Deslocamentos horizontais em direção à escavação: (a) para o Inclinómetro 1, (b) para o Inclinómetro 3.

Segundo a Figura 70, observa-se uma melhor aproximação entre os resultados numéricos e os reais, no que refere ao Inclinómetro 3, sendo a forma das curvas bastante concordante, o que valida a necessidade de fazer variar os parâmetros de deformabilidade. No entanto, no que refere ao Inclinómetro 1, observa-se que os deslocamentos em direção à escavação, apesar de mais próximos quando comparados com os valores obtidos no Cálculo Base, continuam ainda a ser bastante mais pequenos no cálculo numérico do que os obtidos através da instrumentação. Tal fenómeno remete para um novo cálculo numérico de forma a aproximar os resultados do Inclinómetro 1.

Relativamente ao Inclinómetro 1, a diferença é principalmente marcante no deslocamento máximo que, na medição real, atinge cerca de 45 mm enquanto na simulação numérica atinge cerca de 25 mm, isto é, cerca de 56 % do valor real.

No que refere aos deslocamentos em direção à escavação no alinhamento do Inclinómetro 3, o deslocamento máximo observado é de cerca de 31,0 mm, sendo que o obtido na simulação numérica é cerca de 70% desse valor. É também importante a diferença relativamente à profundidade a que se regista o deslocamento máximo, sendo de cerca de 9,5 m no cálculo numérico, como já referido, e cerca de 16,0 m na medição real. Mais uma vez, tal discrepância remete para a importância das características geotécnicas adotadas no modelo.

Tal como na análise dos resultados obtidos no cálculo Base, também aqui tendo em conta os deslocamentos horizontais obtidos no cálculo numérico, procedeu-se ao cálculo do volume de terras suportado pela parede, para posterior comparação com o volume de terras obtidos para ambos os inclinómetros em estudo. Obteve-se como volume de terras suportado o valor de 339,422 dm³/m (Estudo Paramétrico Inicial). Com efeito, tal como esperado, em comparação ao obtido pelo inclinómetro 1, os valores são inferiores, isto é, cerca de 40% do valor obtido na medição real, em que o volume de terras suportado era da ordem dos 875,81 dm³/m. Por outro lado, em relação ao inclinómetro 3, os valores são cerca de 146% do obtido na medição real.

Para profundidades superiores à de escavação, o cálculo numérico continua a obter maiores deformações do que a medição real.

O Quadro 25 apresenta o resumo dos parâmetros calculados.

Quadro 25 - Valores Obtidos no Estudo Paramétrico Inicial – Estação do Marquês.

Parâmetros	Valores		
	Lado Este (I ₁)	Lado Oeste (I ₃)	Cálculo numérico
V _p (dm ³ /m)	875,81	231,60	339,42
δ _{hm} (mm)	45	31	25

4.4.2.2 ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS

Analise-se agora os assentamentos superficiais obtidos no Estudo Paramétrico Inicial. Mais uma vez, os resultados obtidos serão comparados com as curvas de Bowles ajustadas. A Figura 71 apresenta o perfil de assentamentos à superfície obtido no cálculo numérico, assim como as curvas de Bowles ajustadas.

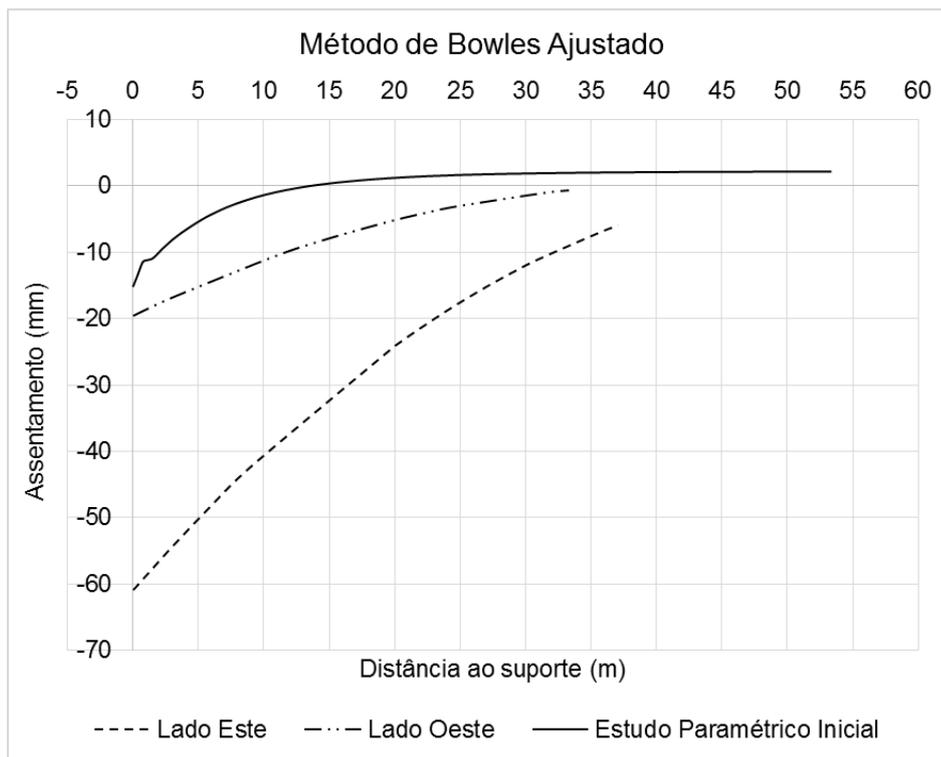


Figura 71 – Perfil de assentamentos à superfície – Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês.

Como se pode observar, apesar de no Estudo Paramétrico Inicial, o valor do deslocamento máximo obtido se aproximar do valor obtido através do Método Bowles, este ainda se mantém inferior, sendo cerca de 15 mm no Cálculo Numérico e cerca de 20 mm e 60 mm no Método de Bowles, para os Lados Oeste e Este da Falha, respetivamente.

Tal como observado no Cálculo Base, os deslocamentos esvanecem-se muito mais rapidamente no Cálculo Numérico do que na aplicação do Método de Bowles, sendo que no primeiro caso estes anulam-se a uma distância de cerca de 13 m do suporte, quando no segundo caso anulam-se a partir dos 35 m de distância, aproximadamente.

Como se pode observar na Figura 71, tal como no cálculo numérico anterior, a curva de assentamentos obtidos através do cálculo numérico, remete para um levantamento da superfície a partir dos 13 m. Também aqui, se procedeu a correção da respetiva curva de subsidência, para que o levantamento à superfície deixasse de existir. A Figura 72 apresenta a correção da curva obtida através do modelo numérico, de forma

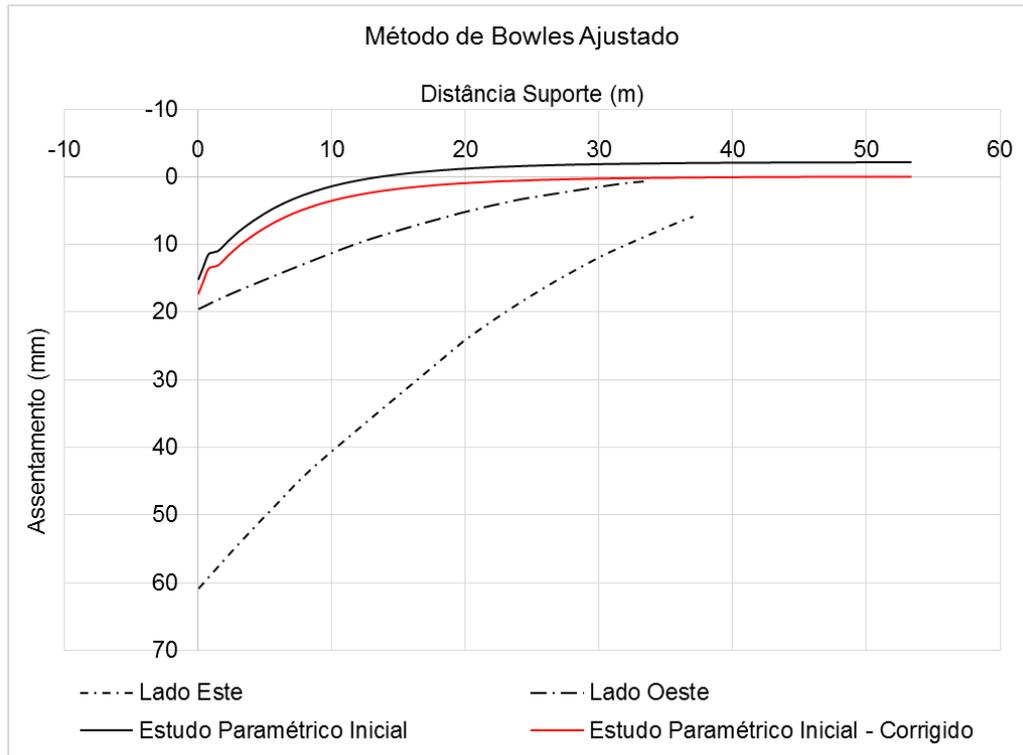


Figura 72 - Perfil de assentamentos à superfície – Correção da Curva obtida no Estudo Paramétrico Inicial Estação Marquês.

Na Figura 72, observa-se que após a correção da curva obtida através do cálculo numérico, o assentamento máximo à superfície passou a ser de 16 mm. É de notar, que os deslocamentos já não esvanecem mais rapidamente no Cálculo Numérico, sendo que agora se anulam a uma distância de cerca de 35 m do suporte, distância esta para qual os deslocamentos obtidos através das Curvas de Bowles para o lado Este se anulam também.

Tendo por base os resultados acima obtidos procedeu-se ao cálculo do volume de terras suportado em cada caso. O Quadro 26 apresenta o resumo dos parâmetros calculados.

Quadro 26 - Valores Obtidos no Estudo Paramétrico Inicial - Estação Marquês.

Parâmetros	Valores			
	Lado Este	Lado Oeste	Cálculo numérico	Cálculo numérico (Corrigido)
V_s (dm ³ /m)	1647,00	410,00	97,50	280
δ_{vm} (mm)	61	20	15	16

Mais uma vez, é notória a diferença entre o volume de terras obtido através do cálculo numérico antes e depois da correção da respetiva curva de subsidência (diferença de 182,5 dm³/m). Com efeito, o valor obtido mantém-se inferior ao calculado a partir da aplicação das curvas de Bowles.

4.5. ESTUDO PARAMÉTRICO FINAL

4.5.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS A CONSIDERAR NO ESTUDO PARAMÉTRICO FINAL

Tendo presentes os resultados obtidos no Estudo Paramétrico Inicial, foi possível concluir que os deslocamentos obtidos apesar de se aproximarem dos valores reais observados em obra, no que refere ao Inclinómetro 1, ainda se encontram muito aquém dos registados em obra, o que remete para a necessidade de uma nova avaliação do módulo de deformabilidade do terreno.

Analisando os deslocamentos obtidos, conclui-se que os resultados obtidos no cálculo numérico são cerca de 50% dos obtidos na instrumentação da obra. Sendo assim, procedeu-se a um novo cálculo numérico do caso em estudo, considerando um novo módulo de deformabilidade do terreno igual a $\frac{E}{2}$ do considerado anteriormente. Os valores adotados apresentam-se no Quadro 27.

Quadro 27 – Módulo de Deformabilidade adotado para o Estudo Paramétrico Final - Estação Marquês.

Estratos	E (MPa)
G7	10
G6	15
G5	45
G3	250

4.5.2. ANÁLISE DE RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO FINAL

4.5.2.1. MOVIMENTOS GERAIS DA OBRA – DEFORMAÇÃO DO MACIÇO

Tendo presente que a previsão das deformações do maciço e da estrutura se aproximam mais da realidade usando um valor do módulo de Young inferior ao sugerido, os resultados que se seguem são resultado do cálculo em que se minorou tal parâmetro em 50 % do considerado anteriormente.

A Figura 73 apresenta a malha deformada e os deslocamentos horizontais para o cálculo relativo à alteração dos módulos de deformabilidade da estação Marquês.

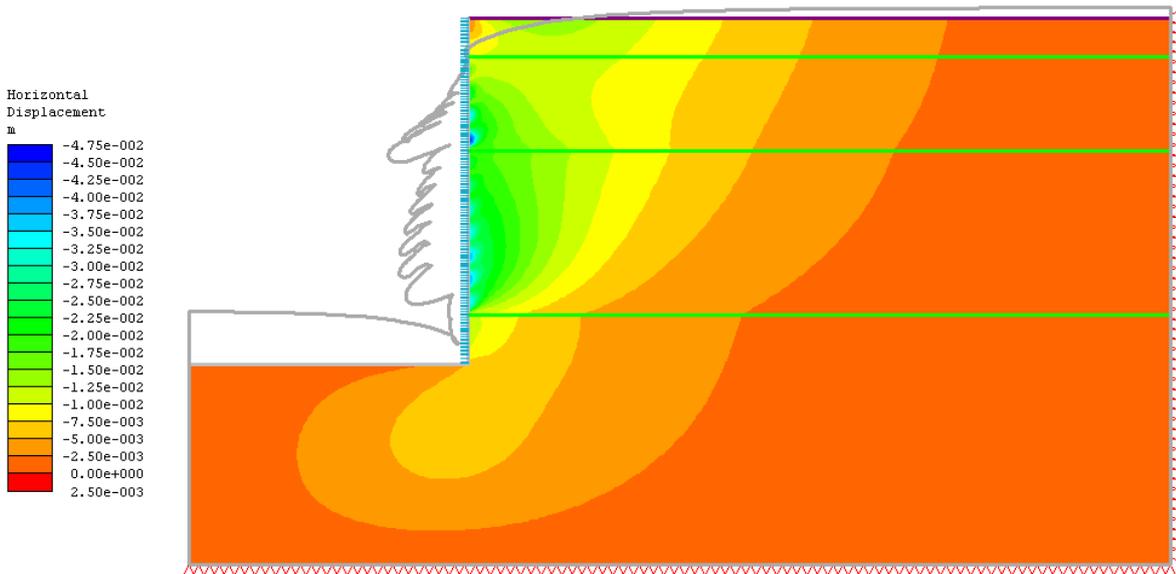


Figura 73- Malha Deformada e Deslocamentos Horizontais no maciço adjacente ao suporte – Estudo Paramétrico Final Estação Marquês.

Como se pode observar na Figura 73, a forma mantém-se igual ao observado nos estudos anteriores, realçando-se dois movimentos principais de todo o maciço: o movimento horizontal em direção à escavação e levantamento generalizado do fundo produzido pelo alívio de tensões associado à escavação.

Na direção da escavação, a sua evolução é tendencialmente crescente até cerca de 9,5 m de profundidade, onde atinge o seu valor máximo de cerca de 45 mm.

A Figura 74 apresenta a malha deformada e os deslocamentos verticais obtidos no estudo Paramétrico Final.

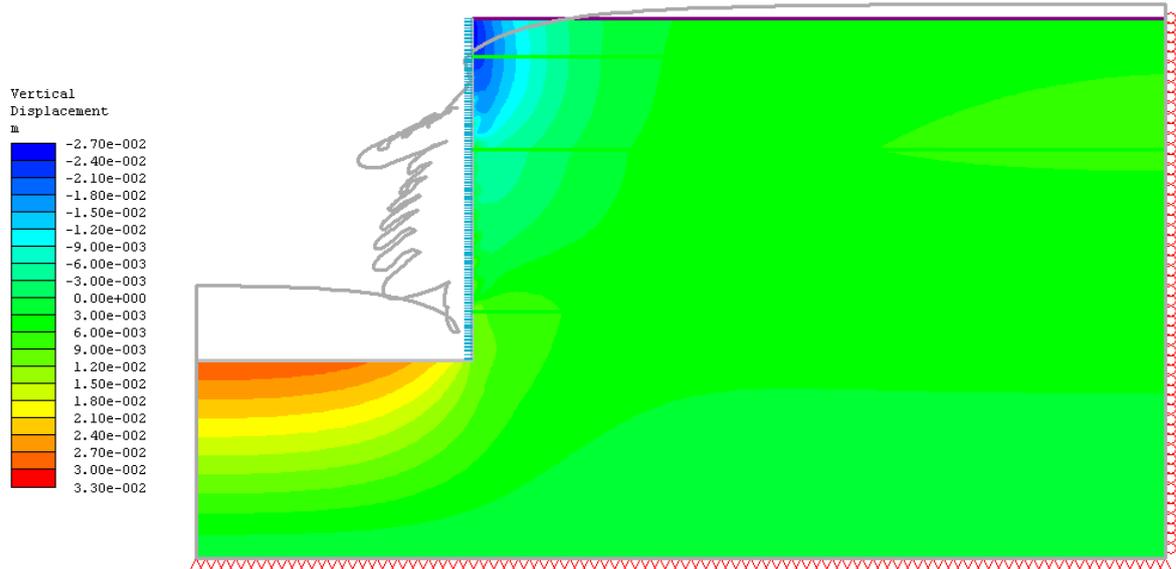


Figura 74 - Malha Deformada e Deslocamentos Verticais no Estudo Paramétrico Final na fase final da escavação- Estação do Marquês.

No que refere ao levantamento generalizado do fundo de escavação, tal como se pode observar na Figura 74, a zona central do poço assume valores muito relevantes, cerca de 30 mm.

Os deslocamentos verticais possuem uma forma parabólica, esvanecendo-se com a distância à frente da escavação. No caso em estudo, a uma distância de cerca de 10 m, os assentamentos anulam-se, sendo que a partir desta distância observa-se um levantamento da superfície.

A Figura 75 apresenta o perfil de deslocamentos horizontais do maciço.

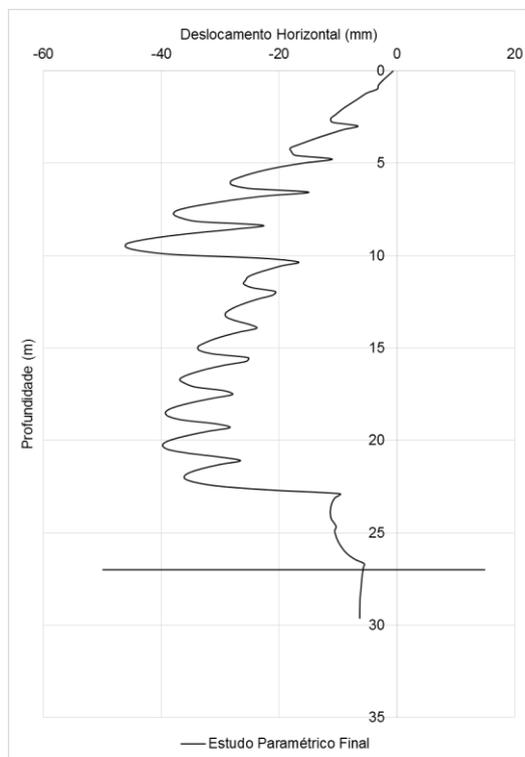


Figura 75 - Deformada no maciço adjacente ao suporte – Estudo Paramétrico Final Estação Marquês.

Como se pode observar na Figura 75, os deslocamentos máximos ocorrerem para profundidades pouco relevantes, cerca de 9,5 m, atingindo valores da ordem dos 46 mm.

Tendo presente a existência de quatro inclinómetros nos alinhamentos dos eixos da elipse, comparam-se os deslocamentos obtidos no cálculo numérico com os medidos nos inclinómetros. Para o efeito, tal como nos cálculos anteriores, escolheu-se apenas um dos dois inclinómetros de cada lado da falha, o que apresentava maiores deformações. Assim do lado Este escolheu-se para comparação o Inclinómetro 1 e do lado Oeste o Inclinómetro 3.

Avalie-se os deslocamentos horizontais do maciço na posição coincidente com os Inclinómetros 1 e 3. Na Figura 76 apresenta-se a comparação dos movimentos entre a medição real e os resultados obtidos no novo cálculo numérico.

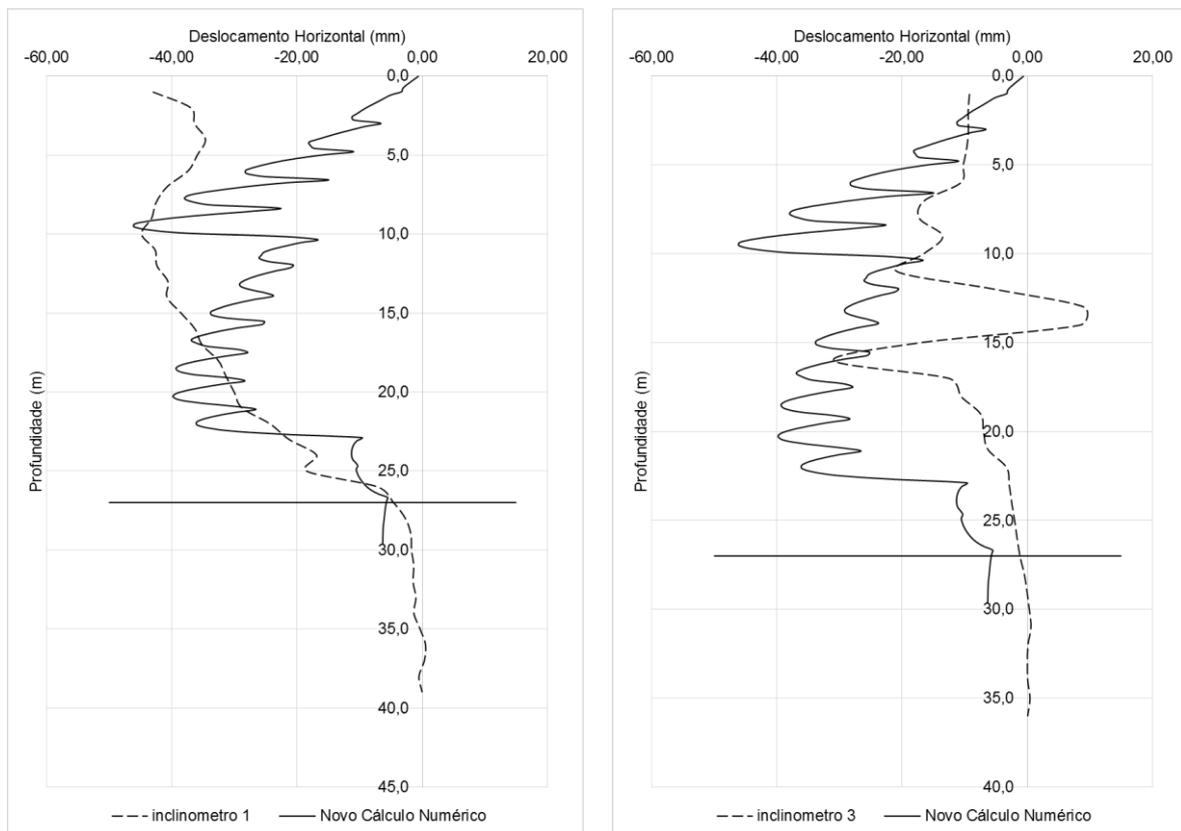


Figura 76 - Deslocamentos horizontais em direção à escavação: (a) para o Inclinómetro 1, (b) para o Inclinómetro 3.

Como se pode observar na Figura 76, a redução do módulo de deformabilidade em 50% resultou numa melhor aproximação entre os resultados numéricos e os reais, no que refere ao Inclinómetro 1. Comparando as deformadas obtidas pelo inclinómetro 1 e pelo cálculo numérico, observa-se que para profundidades superiores a 5 m, a forma das curvas é bastante concordante. No entanto, é notória uma discrepância nos resultados obtidos na parte superficial da parede, sendo que na deformada obtida através do inclinómetro 1 é visível a existência de um deslocamento máximo à superfície de cerca de 42 mm, enquanto na deformada do cálculo numérico o deslocamento superficial é quase nulo.

No que refere aos deslocamentos em direção à escavação, ainda no alinhamento do Inclinómetro 1, o deslocamento máximo observado na medição real é cerca de 45,0 mm, sendo que o obtido na simulação numérica é agora de cerca de 46 mm.

Relativamente ao Inclinómetro 3, observa-se que os deslocamentos em direção à escavação, obtidos na simulação numérica estão aquém dos valores obtidos através das medições reais, sendo superiores no cálculo numérico.

Tendo em conta os deslocamentos horizontais obtidos no cálculo numérico, procedeu-se ao cálculo do volume de terras suportado pela parede, para posterior comparação com o volume de terras obtidos para ambos os inclinómetros em estudo. O Quadro 28 apresenta o resumo dos parâmetros calculados.

Quadro 28 - Valores Obtidos no Estudo Paramétrico Final - Estação Marquês.

Parâmetros	Valores		
	Lado Este (I ₁)	Lado Oeste (I ₃)	Cálculo numérico
V _p (dm ³ /m)	875,81	231,60	646,68
δ _{hm} (mm)	45	31	46

4.5.2.2. ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS

No que refere aos assentamentos superficiais obtidos no Estudo Paramétrico Final, tal como nos estudos realizados anteriormente, também aqui, os resultados obtidos serão comparados com as curvas de Bowles ajustadas.

A Figura 77 apresenta assim, o perfil de assentamentos à superfície obtido no cálculo numérico, assim como as curvas de Bowles ajustadas.

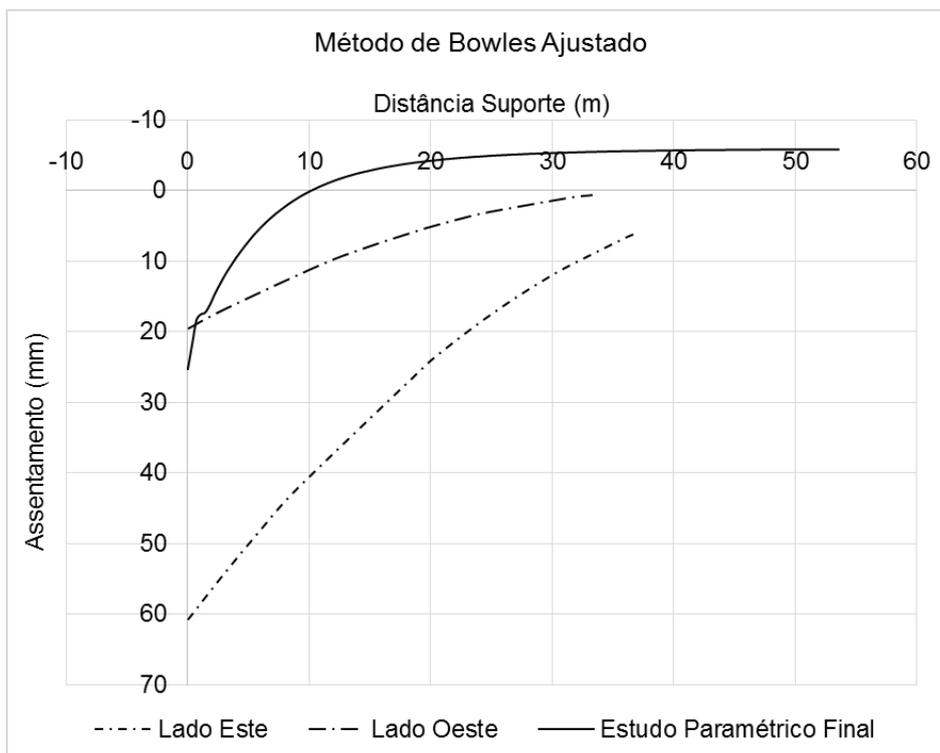


Figura 77 - Perfil de assentamentos á superfície – Estudo Paramétrico Final Estação Marquês.

Como se pode observar na figura anterior, no Estudo Paramétrico Final, o valor do deslocamento máximo obtido encontra-se entre os valores obtidos pelo Método Bowles, sendo cerca de 25 mm no

Cálculo Numérico e cerca de 20 mm e 60 mm no Método de Bowles, para o Lado Oeste e Este da Falha, respetivamente.

Os deslocamentos à superfície, tal como nos estudos anteriores, continuam a esvanecer muito mais rapidamente no Cálculo Numérico do que na aplicação do Método de Bowles, sendo que no primeiro caso estes anulam-se a uma distância de cerca de 10 m do suporte, quando no segundo caso anulam-se a partir dos 35 m de distância, aproximadamente.

A Figura 77, mostra ainda, que o problema de levantamento da superfície mantém-se. Sendo assim, tal como nos estudos realizados anteriormente, procedeu-se à correção da respetiva curva de subsidência. A Figura 78 apresenta a correção da curva obtida através do modelo numérico.

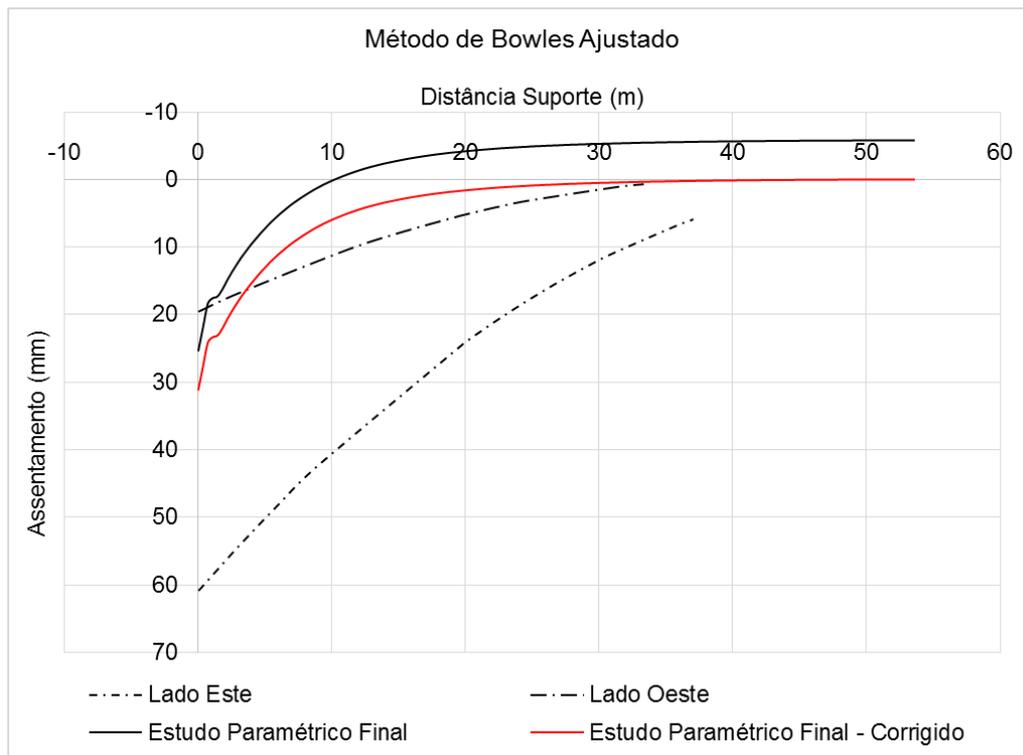


Figura 78 - Perfil de assentamentos à superfície – Correção da Curva obtida no Estudo Paramétrico Final Estação Marquês.

Na Figura 78, observa-se que após a correção da curva obtida através do cálculo numérico, o assentamento máximo à superfície passou a ser de 31 mm. É de notar, que tal como no cálculo numérico anterior, também aqui os deslocamentos se anulam a uma distância de cerca de 35 m do suporte.

Tendo por base os resultados acima obtidos procedeu-se ao cálculo do volume de terras suportado em cada caso. O Quadro 29 apresenta o resumo dos parâmetros calculados.

Quadro 29 - Valores Obtidos no Estudo Paramétrico Final – Estação do Marquês.

Parâmetros	Valores			
	Lado Este	Lado Oeste	Cálculo numérico	Cálculo numérico (Corrigido)
V_s (dm ³ /m)	1647,00	410,00	125,00	542,50
δ_{vm} (mm)	61	20	25	31

Mais uma vez, é notória a diferença entre o volume de terras obtido através do cálculo numérico antes e depois da correção da respetiva curva de subsidência (diferença de 417,50 dm³/m). No entanto, é de notar que os valores obtidos, após a correção da curva, quer em termos de assentamento máximo, quer em termos de volume de terras suportado, situam-se entre os valores obtidos pelas curvas Método Bowles.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

No presente capítulo pretende-se reter, de modo necessariamente sucinto, as principais conclusões do trabalho desenvolvido e mencionar as questões que estão em aberto para uma posterior reflexão em trabalhos futuros.

A dissertação denominada “Comparação entre soluções de escavação e contenção em poço e com cortinas de estacas: O Caso do Metro do Porto” encontrou o seu alento em duas obras executadas no âmbito da empreitada do Metro do Porto.

Como ponto de partida, começou por se realizar uma descrição detalhada dos Métodos de Escavação e Contenção que estão no âmbito desta tese, de forma a entender qual a influência da geometria de escavação assim como as vantagens e desvantagens de cada método. Posteriormente a esta reflexão, analisaram-se dois casos práticos de aplicação destes métodos, tendo por base os resultados obtidos através da instrumentação realizada em obra. Para o efeito, teve-se em consideração, a Estação Marquês com a aplicação do Método de Escavação Sequencial e Estação dos Aliados com aplicação de Cortinas de Estacas.

No que refere a Estação do Marquês, a análise dos valores obtidos através da instrumentação realizada em obra fez saltar à vista um aspeto bastante importante. Como já era expetável, a grande diferença de deformações registadas, quer do maciço, quer do suporte, entre os pontos localizados a Este e Oeste da falha sub-vertical existente, é bastante notória. Com efeito, as deformações registadas do Lado Este da falha são bastante superiores às deformações obtidas do Lado Oeste da falha, o que remete para a importância da influência da quebra de simetria das condições geotécnicas em termos de deslocamentos.

De referir, que a consideração e quantificação de heterogeneidades ao nível do maciço, apesar de pontuais, poderão ter um peso importante no comportamento da obra.

Relativamente à estação dos Aliados, a análise dos valores obtidos através da instrumentação realizada em obra, permitiu observar diferenças nos movimentos registados por cada inclinómetro. Com efeito, no presente caso, tais diferenças estarão relacionadas, essencialmente, com as heterogeneidades características dos solos residuais.

Na presente dissertação, realizou-se uma análise dos diversos Métodos Empíricos e Semi Empíricos de Previsão de Assentamentos Superficiais tendo em conta os casos de escavação e contenção em poços e cortinas de estacas, de forma a entender a influência de cada caso em termos de assentamentos à superfície. Com efeito, foi possível adaptar o Método de Bowles, usado para a previsão de assentamentos

em escavações com grande desenvolvimento em planta, ao caso do da estação do Marquês; e o Método de Hsieh et Ou's, ao caso da estação dos Aliados.

No que refere à aplicação do Método de Bowles à estação do Marquês, foi possível a realização de várias considerações acerca dos assentamentos provocados aquando da aplicação de uma escavação em poço com recurso ao Método de Escavação Sequencial. Após os vários cálculos realizados, assim como respetivos ajustes de valores, conclui-se que o rebaixamento do nível freático realizado na obra e a largura de influência a considerar no cálculo das curvas de subsidência, são dois aspetos bastante importantes neste tipo de análise, uma vez que tem uma grande influência nas deformações obtidas.

Relativamente à aplicação do Método de Hsieh et Ou's à estação dos Aliados, os resultados obtidos foram bastante satisfatórios, concluindo-se que uma escavação com cortinas de estacas provoca assentamentos mais elevados a determinada distância da escavação. O conjunto de curvas obtidas modeladas por curvas numéricas de forma bastante satisfatória, assim como o cálculo dos ratios entre os valores obtidos, constituem uma base de dados que pode ser usada em futuros trabalhos.

A aplicação dos referidos métodos permitiu assim concluir que o tipo de apoio da parede é um aspeto bastante importante na análise de assentamentos superficiais. Com efeito, para estruturas de contenção em poço, em que a parede não se encontra apoiada, como é caso da estação do Marquês, o tipo de perfil de assentamentos superficiais típico é o “spandrel”, remetendo para assentamentos máximos junto da parede, sendo que à medida que nos afastamos do suporte os assentamentos se vão esvanecendo. Por outro lado, quando a parede se encontra bem apoiada, como é o caso da estação dos Aliados, em que a estrutura de contenção recorre a cortinas de estacas, o tipo de perfil de assentamentos típico é o “côncavo”, perfil este que remete para assentamentos máximos a uma determinada distância da parede (distância aproximadamente igual a metade da altura de escavação).

Os estudos realizados permitiram também concluir que o volume de subsidência (V_s) é inferior ao volume de terras correspondentes à deformada da parede (V_p). Com efeito, nos casos estudados V_s assume valores entre 66% e 84% de V_p . Conclui-se assim, que em análises de assentamentos superficiais, para efeitos de cálculos, a consideração do volume de deformações à superfície numericamente igual ao volume de deformação horizontal medido nos inclinómetros, permite-nos ter uma primeira estimativa do que irá acontecer à superfície, permitindo trabalhar com uma boa margem de erro, uma vez que os assentamentos à superfície são inferiores aos obtidos pela deformada da parede.

No caso da estação dos Aliados, os resultados obtidos foram bastante satisfatórios, obtendo-se volumes de deformações à superfície (V_s) inferiores aos volumes de deformação horizontal medidos nos inclinómetros (V_p). No que refere à estação do Marquês foi possível observar que as curvas resultantes do ajuste aos assentamentos medidos forneciam valores maiores do que as curvas resultantes quando considerado um volume de deformações à superfície igual ao volume de deformação horizontal medido nos inclinómetros. Tal comportamento remete para a elevada importância do rebaixamento do nível freático realizado em obras deste tipo. De notar, que fenómenos como a dilatância e a maior rigidez para pequenas deformações produzem um conjunto de assentamentos à superfície globalmente inferior à deformação horizontal da parede, sendo assim, tal como observado nos estudos realizados, o rebaixamento do nível freático é responsável por uma grande parcela dos assentamentos à superfície.

Finalmente, já no Capítulo 4, após a realização de uma análise numérica da Estação do Marquês com recurso ao programa de cálculo Phase 2, versão 8.0, assim como um estudo paramétrico do maciço envolvente, saltou à vista a grande influência do módulo de deformabilidade do maciço nas deformações à superfície e no fundo de escavação. Após a realização dos cálculos numéricos, foi possível observar um levantamento generalizado do fundo de escavação, que se propagou também até à superfície. Com o avanço dos estudos paramétricos realizados, provou-se que tal fenómeno está relacionado com o

módulo de deformabilidade e modelo adotados em cada estrato para o cálculo numérico. Na escavação existe uma descarga, sendo tipicamente a rigidez em descarga superior. Com efeito, o módulo de deformabilidade na descarga-carga (Eur) é normalmente bastante superior ao módulo de deformabilidade do terreno normalmente adotado (E). No modelo numérico adotou-se sempre o mesmo módulo de deformabilidade e logo o levantamento obtido estará exagerado.

Por outro lado, também referente ao módulo de deformabilidade, nos estudos paramétricos realizados reduziu-se os valores adotados em projeto, de forma a obter resultados próximos dos medidos através dos inclinómetros instalados. Conclui-se assim, que a consideração de um módulo de deformabilidade tão elevado conduziria à subestimação das deformações por parte do suporte e dos assentamentos verificados.

Em suma, a dificuldade de ajuste no modelo numérico, remete para a elevada importância do modelo e parâmetros adotados. No que refere ao modelo, a variação do módulo de deformabilidade com a extensão, bem como a variação do módulo de deformabilidade com diferentes trajetórias de tensões, são dois aspetos bastante importantes em análises deste tipo.

5.2. PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A primeira perspetiva de desenvolvimento futuro foca-se na aplicação dos vários métodos empíricos e semi-empíricos a outros casos de obras realizado através do Método de Escavação sequencial e com cortinas de estacas. Nessa perspetiva seria interessante fazer a comparação dos novos resultados obtidos com os resultados obtidos na presente tese, de obras em que os métodos de escavação adotados são os mesmos, por forma a retirar conclusões mais generalizadas.

Relativamente aos modelos 2D seria interessante, recorrendo a um programa de cálculo, a execução da modelação numérica da Estação Aliados, tal como foi realizado para a Estação Marquês, com a adequação dos respetivos parâmetros dos solos, tendo em conta o plano de monitorização. Porém, a análise dos assentamentos previstos em obra através do cálculo numérico, permitirá posteriormente comparar e ajustar os valores obtidos com a monitorização, bem como com os resultados obtidos através da aplicação dos métodos empíricos realizados na presente dissertação.

Por outro lado, seria também interessante, a realização de um novo estudo numérico para ambas as estações recorrendo-se a modelos de comportamento mais complexos, capazes de simular adequadamente a variação da deformabilidade com a extensão, com a profundidade e com o tipo de trajetórias de tensão, nomeadamente, distinguindo as cargas e as recargas.

No que refere á estação do Marquês, seria interessante, recorrer a modelos 3D, executando uma nova modelação numérica da estação, com a adaptação dos respetivos parâmetros do solo, tendo em conta o estudo realizado nesta dissertação. Pretende-se assim, complementar o estudo aqui realizado, com o aprofundamento das análises tridimensionais, comparando valores calculados com os observados, bem como proceder à obtenção de parâmetros geomecânicos por retro análise.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrade, J.; Campanhã, C., Almeida, C.; Mota, A.; Jordão, P. (2004). *Estações Subterrâneas em Poços e Túneis no Metro do Porto: Aspectos gerais de projeto e acompanhamento técnico da obra – A.T.O.* 9º Congresso Nacional de Geotecnia, 20-23 Abril 2004, Aveiro, Vol 3, pp. 255-264, SPG, Aveiro.
- Bauer, Angola (2015) Disponível em: http://www.bauer-angola.com/pt/construction_methods/secant_pile_walls/. Fevereiro 2015.
- Bernardes, S. F. S. (2010). *Aspectos Críticos No Dimensionamento de Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial: O Caso da Estação de Metro do Marquês*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Bernardes, S. F. S.; Gomes, A. T. (2010) *Aplicação do Método de Bowles para a Previsão de Assentamentos Superficiais resultantes da Escavação de um Poço*. Porto.
- Bowles, J. (1984). *Physical and Geotechnical Properties of Soil*. McGraw-Hill International Editors, Nova Iorque.
- Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill International Editors, Nova Iorque.
- Campanhã, Carlos A. (2008). *Poços de Grande diâmetro - 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas*. Disponível em: <http://www.acquacon.com.br/2cbt/apresentacoes/2406/15h00carloscampanh.pdf>. Outubro 2014
- Carvalho, F. M. d. (2013). *Soluções de Escavação e Contenção Periférica: Parque de estacionamento Alves Redol*. Tese de Mestrado, Técnico de Lisboa.
- Clough, G., O'Rourke, T. (1990), *Construction-Induced Movements of in situ Walls*, Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Special Conference, 18-21 Junho 1990, Ithaca, pp.439-470, ASCE, Ithaca.
- Couto, P. M. F. (2014). *Estudo de Soluções de Contenção Periférica em Função das Condicionantes de Execução*. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Cunha, J. N. V. (2009). *Projeto de Contenção, Escavação e Estruturas de uma Estação de Metro*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Domingues, E. C. (2011). *Análise da Importância do Faseamento Construtivo no Comportamento de Contenções Flexíveis*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Engenharia Civil. (2013). Contenções Periféricas. Disponível em: <http://engenharia-civil-virtual.blogspot.pt/2014/04/contencoes-perifericas.html#comments>. Outubro de 2014
- Estructurando (2012) Asiento en superficie tras una pantalla (Parte I). Disponível em: <http://estructurando.net/2012/03/22/asiento-en-superficie-tras-una-pantalla-parte-i/>. Outubro 2014
- Estructurando (2012) Asiento en superficie tras una pantalla (Parte II). Disponível em: <http://estructurando.net/2012/04/09/asiento-en-superficie-tras-una-pantalla-parte-ii/>. Outubro 2014
- Fortunato, E. M. C. (1994). *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles: uma contribuição para o seu dimensionamento*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fortunato, E.; Matos Fernandes, M.; Silva Cardoso, A. (1996). *Uma Perspetiva sobre o Efeito de Arco em Escavações em Maciços Argilosos Moles*. Geotecnia, Vol.N. 78, pp. 5-24, SPG, Lisboa.

- Hsieh, P., Ou, C. (1998), *Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation*, Canadian Geotechnical Journal, vol.35, p.1004-1017, Dezembro de 1998, NRC Canada.
- Lam, S. S. Y. (2010). *Ground movements due to excavation in clay: Physical and Analytical Models*. Tese de Doutoramento, University of Cambridge.
- Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos – II Volume*, FEUP Edições, Porto.
- Matos Fernandes, Manuel (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. FEUP.
- Matos Fernandes, Manuel. (2006) *Mecânica dos Solos, Conceitos e Princípios Fundamentais*, FEUP Edições, Porto.
- Matos Fernandes, Manuel (2010). *Soils and Rocks*. An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.33, Brasil.
- Matos, M. A. S. (2010). *Aplicação do Método de Escavação Sequencial a Cortinas de Estacas e Betão Projetado*. Tese de Mestrado, Faculdade de engenharia da Universidade do Porto.
- Miranda, T. F. S. (2003). *Contribuição para a Obtenção de Parâmetros Geomecânicos para a Modelação de Obras Subterrâneas em Maciços Graníticos*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho.
- NSEENGINEERING* (2011). Disponível em: http://www.nse.pt/gestor/upload_files/ot07_3.jpg. Outubro 2014
- Nunes, P. S. R. (2010). *Dimensionamento de Estruturas de Suporte Fléxiveis Monoapoiadas revisitando os Métodos Clássicos com o Método dos Elementos Finitos*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ou, Chang-Yu (2006). *Deep Excavation: Theory and Practice*. Taylor & Francis Group, Lound, Uk.
- Peck, R. (1969). *Deep Excavation and Tunneling in soft ground*. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Cidade do México, Vol 1, pp. 225-281
- Pio-Go Hsieh, C.-Y. O. (1998). *"Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation."*
- Quintela, J. R. A. (2008). *Análise do Comportamento observado da Contenção Periférica da Estação dos Aliados do Metro do Porto: Parametrização e modelação numérica*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Quintela, J. R.; Viana da Fonseca, A. (2009) *Modelling the Behaviour of a Retaining Wall Monitored During the Excavation for a Deep Station in Metro do Porto*. Faculdade de engenharia da Universidade do Porto.
- Rodrigues, L. d. A. (2010). *Análise Comparativa entre Modelo e Construção numa Cortina de Estacas*. Tese de Mestrado, Faculdade de engenharia da Universidade do Porto.
- Santos, M. D. (2007). *Contribuição ao estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas*. Pós-Graduação, Universidade do Estado do Rio de Janeiro: Faculdade de Engenharia.
- Sousa, N. A. R. (2008). *Desenvolvimento de Ferramentas de Projeto de Estruturas de Suporte Flexíveis*. Tese de Mestrado, Faculdade de engenharia da Universidade do Porto.

Topa Gomes, A., Silva Cardoso, A., Almeida e Sousa, J., Andrade, J., Campanhã, C. (2008). *Design and behavior of Salgueiros Station for Porto Metro*. 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington , 11-16 Agosto de 2008.

Topa Gomes, A. (2008). *Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na Vertical: O Caso do Metro do Porto*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Topa Gomes, A.; Viana da Fonseca, A. (2010). *Project and Construction of Underground Stations and Tunnels (TBM and NATM) in Heterogeneous Masses for Metro do Porto*. Faculdade de engenharia da Universidade do Porto.

Topa Gomes, A.(2014). *Escavações cut & cover do Metro do Porto: Aspetos Críticos associados à escavação e suporte*.

Viana da Fonseca, A. (1988), *Caracterização geotécnica de um solo residual do granito da região do Porto*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Universidade do Porto.