U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE POÇOS

LUCAS MENDES REPSOLD

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António M. G. Pedro

Coorientador: Professor Doutor Jorge N. V. de Almeida e Sousa

JUNHO DE 2021

MESTRADO EM MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ dec@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 em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - 2020/2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021*.

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.

À minha Mãe Carmen Lucia e
aos meu Avós Fernanda e Jorge

Não devemos nos preocupar excessivamente com os problemas,
pois em grande parte das vezes eles se resolvem por si próprios.
Engº Fabio Silva

AGRADECIMENTOS

A todos os professores e funcionários da FEUP / FCTUC, em especial aos Professores da Seção de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil, António Alberto Correia, António Silva Cardoso, António Topa Gomes, Castorina Vieira, Eduardo Fortunato, Luís Lemos, Manuel Matos Fernandes, Maria Isabel Pinto, Maria de Lurdes Lopes, Paulo Coelho, Paulo Pinto e Pedro Costa pelos amplos conhecimentos transmitidos e pelas excelentes aulas lecionadas.

Aos Professores António Pedro e Jorge Almeida e Sousa pela distinta dedicação, entusiasmo, didática, disponibilidade, cordialidade e amizade, desde as aulas de Escavações Urbanas, Túneis e Modelação Numérica até a orientação desde trabalho.

Ao Professor António Viana da Fonseca por ter apresentado com tanto entusiasmo a Faculdade de Engenharia e o Porto em sua palestra na PUC-Rio no ano de 2015, tendo contribuído em muito para o início do meu percurso na FEUP com um período de Mobilidade no ano seguinte e posterior regresso por ocasião do Mestrado em Mecânica dos Solos.

Aos amigos engenheiros Arthur Romanzoti, Beni Ndoloviti, Caio Carapinha, Danilo Manata, Diana Peres, Elizabeth Valente, Jasmim Mattos, Marcela Marques, Marcello Congro, Mariana Cavalcanti, Thainá Gobbi, Thiago Viana e Virna Montenegro pelo companheirismo e partilha de conhecimentos.

Aos engenheiros Alberto Ortigão, Alexandre Schuler, Ana Luiza Rossini e Fabio Silva pelos ensinamentos, suporte e amizade durante os primeiros passos na careira profissional como Engenheiro Geotécnico na Terratek.

À Professora Michéle Casagrande pelos ensinamentos, conselhos e amizade, tendo em mim despertado o interesse pela Geotecnia enquanto aluno de graduação na PUC-Rio e posteriormente durante a Iniciação Científica, estando presente em todo o meu percurso acadêmico e profissional.

À engenheira Chloé Vallon pela sincera amizade e revisão do Résumé.

À bibliotecária Carmen Simão pela meticulosa revisão das Referências Bibliográficas.

RESUMO

O uso do espaço subterrâneo tem aumentado enormemente nas últimas décadas devido à construção de túneis e estações em subterrâneo. Os poços surgem como a principal estrutura associada a este tipo de construções por serem capazes de lhes facilitar o acesso e por eles próprios, quando construídos com grandes diâmetros, permitirem abrigar estações de metropolitano e reservatórios. Este trabalho analisou o comportamento de um poço circular recorrendo à modelação numérica para comparar duas metodologias distintas de construção. A estratégia consistiu em realizar uma revisão bibliográfica sobre os principais aspectos que condicionam o comportamento de poços para, numa segunda fase, realizar as análises pretendidas tendo por base um caso de estudo.

Recentemente a forma circular em planta tem tido alguma preponderância na construção de poços relativamente à forma retangular, pois permite um melhor controle dos deslocamentos induzidos pela escavação associado a um menor custo construtivo. De entre os métodos construtivos, destacam-se dois: a escavação suportada com paredes diafragma e a escavação sequencial na vertical. A escavação suportada com parede diafragma tende a ser mais utilizada em função da sua maior versatilidade de aplicação. Por outro lado, a escavação sequencial na vertical tende a ser menos onerosa e é igualmente eficiente na maioria dos casos. O dimensionamento adequado de poços deve assegurar a sua estabilidade bem como valores diminutos dos deslocamentos induzidos pela construção, sendo habitual recorrer a métodos analíticos ou numéricos para proceder à análise, sendo estes últimos os mais correntemente utilizados. A análise de casos de estudo focou nas duas técnicas mencionadas, permitindo verificar em que condições uma técnica tende a ser mais aplicável do que outra. Contudo, em alguns casos, há dúvidas sobre qual delas seria a mais adequada, existindo poucos casos bem documentados na bibliografia que discutam o impacto do método construtivo no comportamento de poços.

Para discutir melhor esta questão, tomou-se como referência o caso do Poço WA2 de Dublin, construído no contexto do *Dublin Port Tunnel Project*. Este poço possuí cerca de 60 m de diâmetro e 29 m de profundidade, tendo sido construído pelo método de escavação suportada com paredes diafragma. A análise da solução construída mostrou que a instalação da parede anteriormente à escavação do poço reduziu consideravelmente a descompressão do maciço durante o processo de escavação, o que resultou em deformações muito pequenas. Desta forma, verificou-se que esta solução era muito robusta, sendo possível a aplicação de outras técnicas mais vantajosas economicamente. Tendo por base as mesmas condições do caso real, propôs-se analisar uma solução alternativa utilizando o método de escavação sequencial na vertical. Os resultados mostraram que as deformações do maciço, embora maiores, eram igualmente pequenas, pois a capacidade resistente do maciço era elevada e conseguia ser mobilizada por efeito de arco circunferencial. Consequentemente os esforços no suporte eram muito menores, requerendo assim um suporte de menores dimensões. Tendo por base os resultados, a aplicação desta técnica seria, não só viável, mas também altamente competitiva, pois conseguia-se reduzir consideravelmente o volume de materiais e o tempo de execução, não aumentando com isso significativamente as deformações do maciço nem comprometendo a sua estabilidade. Os estudos paramétricos efetuados permitiram verificar que para o caso do método sequencial na vertical os parâmetros do maciço tinham uma maior influência, verificando-se que no caso do método de escavação suportada os parâmetros do suporte eram os mais relevantes.

PALAVRAS-CHAVE: poços circulares, modelação numérica, paredes diafragma, escavação sequencial

ABSTRACT

The use of underground space has increased considerably in recent years due to the construction of tunnels and underground stations. Shafts appeared as one of the main structures associated with this type of constructions because they permit direct access to the underground. In fact, shafts itself when built with large diameters can become metro stations and reservoirs. This work analyzed the behavior of a circular shaft using numerical modelling to compare two different construction methods. The strategy consisted on performing a bibliographic review on the main aspects that condition the behavior of shafts so that, on a second stage, numerical analysis could be performed having as reference a case study.

Recently, the circular shape in plan has been preferred in the shaft construction in relation to the rectangular shape, as it allows a better control of the induced displacements by the excavation and also because has lower construction costs. Among the construction methods, two stand out: the excavation supported with diaphragm walls and the vertical sequential excavation. Excavation supported with diaphragm walls tend to be more employed due to its greater versatility of application. On the other hand, vertical sequential excavation tends to be less expensive and is equally efficient in most scenarios. The shaft's design process focus on ensuring its stability and also reduced deformations. For that purpose, it is usual to employ in the design analytical or numerical methods, with the latter being more used presently. The analysis of case studies where the two construction techniques mentioned previously were employed allowed to verify under which conditions each technique tends to be more applicable than the another. However, in some cases, there are doubts about which one would be the most appropriate and there are not many well-documented cases in the bibliography that discuss the impact of adopting a constructive method on the behavior of shafts.

To answer this question, the case of the Shaft WA2, built in the context of the Dublin Port Tunnel Project, was taken as reference. This shaft has a diameter of about 60 m with a depth of 29 m and it was built by the supported excavation method with diaphragm walls. The analysis of the shaft showed that the installation of the diaphragm wall before the excavation reduced considerably the decompression of the ground during the excavation process, which resulted in very small deformations. As a result, it was concluded that this solution was very robust and that other techniques could be employed with financial advantages. Based on the same conditions of the real case, an alternative construction solution based on the vertical sequential excavation method was assessed. The results showed that the ground deformations, although higher, were still very small, because of the high strength of the soil mobilized by the circumferential arc effect that was developed. Consequently, the forces applied in the support were much smaller and required a thinner lining. Based on the achieved results, the application of this technique would not be just feasible, but also highly competitive, as it would allow to considerably reduce the volume of materials used and the execution time, without significantly increasing the ground deformations or compromising its stability. The parametric studies allowed to verify that, for the case of the vertical sequential method, the soil parameters are the most important, while for the case of the supported excavation method, the parameters of the support are more relevant.

KEYWORDS: circular shafts, numerical modelling, diaphragm walls, vertical sequential excavation

RESUME

L'utilisation de l'espace souterrain a considérablement augmenté au cours des dernières années en raison de la construction de tunnels et de stations souterraines. Les puits apparaissent comme la structure principale associée à ce type de constructions car ils sont capables de faciliter leur accès. Par aillleurs, quand ils sont construits avec de grands diamètres, ils permettent d'accueillir des stations de métro et des réservoirs. Ce travail a analysé le comportement d'un puits circulaire à l'aide de la modélisation numérique pour comparer deux méthodologies de construction différentes. La stratégie a consisté à effectuer une revue bibliographique sur les principaux aspects qui conditionnent le comportement des puits afin de réaliser les analyses envisagées à partir d'un cas d'étude.

Récemment, la forme de puits circulaire en plan a pris une place prépondérante par rapport à la forme rectangulaire. En effet, elle permet un meilleur contrôle des déplacements induits par le creusement, et des coûts de construction moindres. Parmi les méthodes de construction, deux d'entre elles se démarquent: la méthode de creusement soutenu par des parois moulées et la méthode de creusement séquentiel vertical. La méthode de creusement soutenu par une paroi moulée a tendance à être davantage utilisée en raison de sa plus grande polyvalence d'application. D'autre part, la méthode de creusement séquentiel vertical a tendance à être moins coûteuse et tout aussi efficace dans la plupart des cas. Le dimensionnement des puits doit assurer la stabilité ainsi que la réduction des déformations induites par la construction. Les méthodes analytiques et les méthodes numériques peuvent être utilisées pour procéder à l'analyse, les méthodes numériques étant les plus utiliséesde nos jours. L'analyse des cas d'études s'est concentrée sur les deux techniques mentionnées, permettant de vérifier dans quelles conditions une technique a tendance à être préférable à l'autre. Cependant, dans certains cas, il n'est pas immédiat de savoir laquelle est la plus appropriée. De plus, très peu de cas bien documentés dans la bibliographie discutent de l'impact de la méthode de construction sur le comportement des puits.

Pour mieux aborder cette question, le cas du Puits WA2 de Dublin, construit dans le cadre du Dublin Port Tunnel Projet, a été pris comme référence. Ce puits mesure environ 60 m de diamètre et 29 m de profondeur. Il a été construit en utilisant la méthode de creusement soutenu par des parois moulées. L'analyse de ce cas a montré que la construction des parois avant le creusement du puits réduisait considérablement l'effet de décompression du massif, impliquant seulement de très petites déformations sur le terrain. Cependant, il s'est avéré que cette solution était très robuste, et que d'autres techniques plus avantageuses économiquement pouvaient être appliquées. Considérant les mêmes conditions que pour le cas réel, une solution alternative par la méthode de creusement séquentiel vertical a été analysée. Les résultats ont montré que les déformations du massif étaient également faibles, car la résistance du terrain lui-même était mieux exploitée par la mobilisation de l'effet d'arc circonférentiel. Par conséquent, les efforts de soutien étaient moindres, nécessitant une structure moins rigide. Donc, l'application de cette technique serait non seulement faisable, mais aussi très compétitive, car elle permettrait de réduire considérablement le volume de matériaux et le temps d'exécution sans augmenter significativement les déformations du massif. Les études paramétriques ont permis de démontrer une plus grande influence des paramètres du sol sur le comportement du puits dans le cas de la méthode séquentielle, alors que dans le cas de la méthode avec des parois moulées, les paramètres des parois sont plus déterminants.

MOTS-CLES: puits circulaires, modélisation numérique, parois moulées, creusement séquentiel

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO ii

ABSTRACT iii

RÉSUMÉ iv

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA 1

1.2. ESTRUTURA DA TESE 9

2. CONCEPÇÃO E CONSTRUÇÃO DE POÇOS 11

2.1. INTRODUÇÃO 11

2.2. FORMA 11

2.3. CONCEPÇÃO 13

2.4. MÉTODOS CONSTRUTIVOS 14

2.4.1. ESCAVAÇÃO SUPORTADA 15

2.4.1.1. Escavação suportada com parede diafragma 15

2.4.1.2. Escavação suportada com estacas prancha metálicas 19

2.4.1.3. Escavação suportada com cortina de estacas em betão 20

2.4.2. ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL 21

2.4.2.1. Segmental shaft lining 21

2.4.2.2. Caisson shaft sinking 22

2.4.2.3. Escavação sequencial na vertical 23

2.4.3. ESCAVAÇÃO MISTA 27

2.5. DIMENSIONAMENTO 28

2.5.1. MÉTODOS ANALÍTICOS 28

2.5.2. MÉTODOS FÍSICOS 29

2.5.3. MÉTODOS NUMÉRICOS 30

3. ESTUDOS DE REFERÊNCIA 33

3.1. INTRODUÇÃO 33

3.2. PISCINÃO DA PRAÇA DE BANDEIRA – RIO DE JANEIRO, BRASIL 35

3.3. ESTAÇÃO DE BOMBAGEM DE ABBEY MILLS – LONDRES, INGLATERRA 40

3.4. ESTAÇÃO DE METRO VILA PRUDENTE – SÃO PAULO, BRASIL 46

3.5. ESTAÇÃO DE METRO MARQUÊS – PORTO, PORTUGAL 51

3.6. COMENTÁRIO GERAL 58

4. O POÇO WA2 – DUBLIN PORT TUNNEL 61

4.1. INTRODUÇÃO 61

4.2. PERFIL GEOTÉCNICO E PROPRIEDADES DA DBC 64

4.2.1. PROPRIEDADES FÍSICAS 65

4.2.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS 66

4.2.2.1. Resistência 66

4.2.2.2. Deformabilidade 71

4.3. CONCEPÇÃO E CONSTRUÇÃO 75

4.4. ANÁLISES NUMÉRICAS 80

4.5. INSTRUMENTAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO 83

5. MODELAÇÃO DO POÇO DE DUBLIN 87

5.1. INTRODUÇÃO 87

5.2. GEOMETRIA DO POÇO E PERFIL GEOTÉCNICO 88

5.3. MODELO NUMÉRICO BASE 89

5.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO 91

5.5. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E CALIBRAÇÃO DO MODELO 93

5.6. ANÁLISE GLOBAL DOS RESULTADOS 99

5.6.1. INTRODUÇÃO 99

5.6.2. COMPORTAMENTO GERAL 99

5.6.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS 100

5.6.4. DESLOCAMENTOS VERTICAIS 102

5.6.5. CAMPO DE TENSÕES 104

5.6.6. EXTENSÕES 108

5.6.7. PRESSÕES DE TERRAS 109

5.6.8. ESFORÇOS NO SUPORTE 111
5.6.8.1. Esforço de compressão circunferencial 111
5.6.8.2. Momentos fletores 113
5.6.8.3. Esforço transverso 115
5.6.9. ESTABILIDADE E SEGURANÇA 116
5.7. ESTUDOS PARAMÉTRICOS 118
5.7.1. INFLUÊNCIA DO TIPO DE SUPORTE 119
5.7.2. INFLUÊNCIA DA VIGA CIRCUNFERENCIAL 121
5.7.3. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE 123
5.7.4. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO MACIÇO 125
5.7.5. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO MACIÇO 127
5.7.6. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO 129

6. MODELAÇÃO DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA 131
6.1. INTRODUÇÃO 131
6.2. GEOMETRIA DO POÇO E PERFIL GEOTÉCNICO 132
6.3. MODELO NUMÉRICO BASE 133
6.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO 134
6.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS 137
6.5.1. INTRODUÇÃO 137
6.5.2. COMPORTAMENTO GERAL 137
6.5.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS 138
6.5.4. DESLOCAMENTOS VERTICAIS 143
6.5.5. CAMPO DE TENSÕES 145
6.5.6. EXTENSÕES 150
6.5.7. PRESSÕES DE TERRAS 151
6.5.8. ESFORÇOS NO SUPORTE 155
6.5.8.1. Esforço de compressão circunferencial 154
6.5.8.2. Momentos fletores 156
6.5.8.3. Esforço transverso 158
6.5.9. ESTABILIDADE E SEGURANÇA 159
6.6. ESTUDOS PARAMÉTRICOS 162
6.6.1. INFLUÊNCIA DO TIPO DE SUPORTE 163

6.6.2. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO PAINEL 164
6.6.3. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DO PAINEL 166
6.6.4. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO MACIÇO 168
6.6.5. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO MACIÇO 170
5.6.6. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO 172

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .. 175
7.1. RESUMO DO TRABALHO 175
7.2. ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES 177
7.3. COMENTÁRIO FINAL 181
7.4. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 182

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 183

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Praça Mauá no Rio de Janeiro, Brasil (www.portomaravilha.com.br) 1
Figura 2 – Construção dos primeiros troços do Metro do Rio de Janeiro, Brasil (www.riotrilhos.rj.gov.br) 2
Figura 3 – Complexidade da rede enterrada 2
Figura 4 – Interior da Estação Baixa Chiado (www.cege.com.pt) 3
Figura 5 – Interior de um dos túneis do metropolitano de Londres (www.crossrail.co.uk) 4
Figura 6 – Poço para lançamento de TBM em Limmo Peninsula, Londres (www.www.herrenknecht.com) 4
Figura 7 – Poço da Estação de Villejuif Gustave Roussy, Paris (www.villejuif.fr) 5
Figura 8 – Reservatório da Usina de Tratamento de Águas de Clichy, Paris (www.soletanche-bachy.com/fr) 6
Figura 9 – Estação da Reboleira (www.nse.pt) 7
Figura 10 – Acidente na estação Pinheiros do metropolitano de São Paulo, Brasil (www.zonaderisco.blogspot.com) 8
Figura 11 – Juntas entre painéis (adaptado de Schwamb, 2014) 11
Figura 12 – Reservatórios do Rio de Janeiro, Brasil (www.rio.rj.gov.br) 12
Figura 13 – Estação de Metropolitano 12
Figura 14 – Ilustração da sequência construtiva de um poço pelo método de escavação suportada . 14
Figura 15 - Ilustração da sequência construtiva de um poço pelo método de escavação sequencial . 14
Figura 16 – Equipamentos para execução de parede diafragma (www.brasfond.com) 15
Figura 17 - Sequência executiva de paredes diafragma com equipamento do tipo *Clam-shell* (www.brasfond.com) 16
Figura 18 - Sequência executiva de paredes diafragma com equipamento do tipo Hidrofresa (www.brasfond.com) 17
Figura 19 – Mecanismo de rotura de fundo de poços construídos com parede diafragma (adaptado de Le et al., 2019) 18
Figura 20 – Reservatório de tratamento de água em Ambleside, Reino Unido (www.sheetpilinguk.com) 19
Figura 21 – Tipos de alinhamento em planta de cortinas de estacas 20
Figura 22 – Poços construídos com cortinas de estacas (Farias, 2016) 20
Figura 23 – Reservatório de Avonspark em Glasgow, Escócia (www.terrasolutions.co.uk) 21
Figura 24 – Poço de Mile End Park (Adrego, 2014) 22
Figura 25 – Poço da estação Salgueiros, Metro do Porto (Topa Gomes, 2008) 24
Figura 26 – Mecanismos de rotura de poços pelo método de escavação sequencial (adaptado de Le et al., 2019) 25
Figura 27 – Poço de Limmo Peninsula em Londres, Reino Unido (adaptado de Faustin, 2017) 27
Figura 28 – Curvas de distribuição da pressão atuantes no suporte de poços circulares (Pedro, 2013) 28
Figura 29 – Aspectos do Equipamento para Ensaio de Centrifugadora (Faustin, 2017) 29
Figura 30 – Poço do LHC modelado com Plaxis 3D (www.terrasol.fr) 31
Figura 31 – Praça da Bandeira no Rio de Janeiro, Brasil 35
Figura 32 – Poço do Reservatório da Praça da Bandeira no Rio de Janeiro, Brasil 35
Figura 33 – Modelo 2D do Reservatório da Praça da Bandeira 36

Figura 34 – Modelo 3D do Reservatório da Praça da Bandeira 36
Figura 35 – Monitoramento do Reservatório da Praça da Bandeira..... 37
Figura 36 – Evolução da percolação na fase final de escavação..... 38
Figura 37 – Deslocamentos verticais no maciço e horizontais na parede..... 38
Figura 38 – Esforços de flexão na parede e de compressão na viga..... 39
Figura 39 – Comparação entre os deslocamentos horizontais obtidos pelos inclinômetros e pelo modelo numérico..... 39
Figura 40 – Esquema do Lee Tunnel Project de Londres (adaptado de Schwamb, 2014) 40
Figura 41 – Poço F da Estação de Bombagem de Abbey Mills, Londres (www.modebest.co.uk)..... 41
Figura 42 – Aspectos construtivos e perfil geotécnico do poço de Abbey Mills 41
Figura 43 – Modelo numérico axissimétrico do poço de Abbey Mills 42
Figura 44 – Instrumentação do poço de Abbey Mills..... 43
Figura 45 - Deslocamentos horizontais da parede do poço de Abbey Mills..... 44
Figura 46 - Deslocamentos horizontais da viga de cobertura do poço de Abbey Mills 45
Figura 47 - Deslocamentos verticais da viga de cobertura do poço de Abbey Mills 45
Figura 48 - Poços da Estação Vila Prudente do Metro de São Paulo, Brasil 46
Figura 49 - Sequencia construtiva da estação de Vila Prudente 46
Figura 50 - Perfil Geotécnico da Estação Vila Prudente..... 47
Figura 51 - Modelo numérico da Estação Vila Prudente – São Paulo..... 48
Figura 52 - Recalques à superfície ao final da escavação 48
Figura 53 - Isolinhas de recalques a superfície 49
Figura 54 - Resultados do monitoramento de instrumentos localizados no maciço do Poço Sul 50
Figura 55 - Acesso a estação do Marquês no Porto..... 51
Figura 56 - Poço da estação Marquês do Metro do Porto 51
Figura 57 - Complexidade geotécnica do maciço do poço do Marquês (adaptado de Bernardes, 2010) 52
Figura 58 - Esquema do faseamento construtivo 53
Figura 59 - Aspectos do interior da escavação..... 53
Figura 60 - Modelo numérico da Estação Marquês 54
Figura 61 - Planta de instrumentação da Estação Marquês..... 55
Figura 62 - Deslocamentos verticais..... 56
Figura 63 - Deslocamentos horizontais..... 56
Figura 64 - Deslocamentos horizontais em profundidade 57
Figura 65 – Localização do *Dublin Port Tunnel* (DPT) (www.google.pt/maps) 61
Figura 66 – Imagem aérea do Porto de Dublin (www.dublinport.ie)..... 62
Figura 67 – Portais de acesso ao *Dublin Port Tunnel* (www.dublintunnel.ie)..... 62
Figura 68 – O Poço WA2 (Looby and Long, 2007)..... 63
Figura 69 – Perfil esquemático do DPT (adaptado de Trevor, 2018) 63
Figura 70 – Perfil geotécnico do Poço WA2 64
Figura 71 – Resistência não drenada S_u da DBC (adaptado de Long and Menkiti, 2007)..... 66
Figura 72 – Perfil de velocidade de onda V_s de ensaios MASW (adaptado de Long and Menkiti, 2007) 67
Figura 73 – Correlação entre S_u de ensaios triaxiais com V_s de ensaios MASW (Long et al., 2013) .. 68
Figura 74 – Comportamento de tensão-deformação e trajetórias de tensão em ensaios triaxiais efetuados na DBC (Long and Menkiti, 2007) 69
Figura 75 – Evolução da pressão de água nos poros em ensaios triaxiais efetuados na DBC (Long and Menkiti, 2007)..... 70

Figura 76 – Ângulo de atrito de pico efetivo (Φ') (Long and Menkiti, 2007) 70
Figura 77 – Módulo cisalhante G_{max} medidos no Poço WA2 (adaptado de Long and Menkiti, 2007) .. 71
Figura 78 – Correlação entre o rácio G_{max} / S_u e V_s (Long et al., 2013) 72
Figura 79 – Evolução da degradação da rigidez (E_u / p') com deformações axiais (Long and Menkiti, 2007) 73
Figura 80 – Módulos de rigidez máxima da DBC (adaptado de Long and Menkiti, 2007) 74
Figura 81 – Curvas de degradação do módulo de deformabilidade E_u da DBC (adaptado de Long and Menkiti, 2007) 74
Figura 82 – Evolução do processo de concepção do Poço WA2 (adaptado de Cabarkapa et al., 2003) 75
Figura 83 – Aspectos construtivos do Poço WA2 (www.itm-ltd.com) 76
Figura 84 – Cronograma do processo construtivo do PoçoWA2 77
Figura 85 – Escavação do poço e remoção do material pela rampa de acesso (www.roadtraffic-technology.com) 77
Figura 86 – Betonagem da laje de fundo (www.concretepumping.ie) 78
Figura 87 – Aspectos da construção durante fase de lançamento da tuneladora (www.herrenknecht.com) 79
Figura 88 – Dimensões dos elementos e perfil geotécnico do modelo de retroanálise (Cabarkapa et al., 2003) 80
Figura 89 – Malha do modelo de retroanálise (Cabarkapa et al., 2003) 81
Figura 90 – Degradação da rigidez com a deformação para o modelo de retro análise (Cabarkapa et al., 2003) 82
Figura 91 – Planta de instrumentação do Poço WA2 (Cabarkapa et al., 2003) 83
Figura 92 – Deslocamentos horizontais durante a escavação do Poço WA2 (Cabarkapa et al., 2003) 83
Figura 93 - Esforços na parede diafragma do Poço WA2 (Cabarkapa et al., 2003) 85
Figura 94 – Geometria do problema para a modelação do poço de Dublin 88
Figura 95 – Representação esquemática de um modelo axissimétrico para poços circulares 89
Figura 96 – Visão global do modelo numérico do Poço WA2 90
Figura 97 – Detalhe da zona do poço 90
Figura 98 – Simulação do faseamento construtivo do Poço WA2 pelo método de escavação suportada 91
Figura 99 – Critério de rotura de Tresca 93
Figura 100 – Deslocamentos horizontais da parede (fase de escavação até 25 m) 95
Figura 101 – Curvas de calibração dos deslocamentos horizontais da parede 97
Figura 102 – Deformada da malha na fase final de escavação (escala ampliada) 99
Figura 103 – Deslocamentos horizontais no maciço (absolutos) 100
Figura 104 – Evolução dos deslocamentos horizontais na parede ao longo do processo de escavação 101
Figura 105 – Deslocamentos verticais no maciço 102
Figura 106 – Deslocamentos verticais na superfície 103
Figura 107 - Deslocamentos verticais na base em cada fase de escavação 103
Figura 108 – Tensões totais na direção horizontal (σ_{xx}) 105
Figura 109 - Tensões totais na direção vertical (σ_{yy}) 105
Figura 110 - Tensões totais na direção circunferencial (σ_z) 106
Figura 111 – Tensões no maciço para diferentes distâncias da parede 107
Figura 112 – Evolução das tensões no ponto P do maciço 107

Figura 113 – Extensões no maciço ε_{max} 108
Figura 114 – Pressões de terras no suporte para várias fases de escavação 109
Figura 115 – Evolução do rácio de tensões K, λ e K' e do nível de plastificação no maciço 110
Figura 116 - Evolução do esforço de compressão circunferencial na parede ao longo do processo de escavação 111
Figura 117 - Esforço de compressão circunferencial na parede em cada fase de escavação 111
Figura 118 - Contraste entre as tensões circunferenciais (σ_z) no maciço e no suporte 112
Figura 119 – Evolução dos momentos fletores na parede ao longo do processo de escavação 113
Figura 120 - Momentos fletores na parede em cada fase de escavação 113
Figura 121 - Evolução do esforço transverso na parede ao longo do processo de escavação 115
Figura 122 – Esforço transverso na parede em cada fase de escavação 115
Figura 123 – Evolução da plastificação do maciço ao longo das sucessivas fases de escavação 116
Figura 124 - Fatore de segurança para fase final de escavação (até 29 m) (FS=9.85) 117
Figura 125 - Configurações geométricas para avaliar a influência do tipo de suporte 119
Figura 126 - Resultados da influência do tipo de suporte para várias fases de escavação 120
Figura 127 – Configurações geométricas para avaliar a influência da viga circunferencial 121
Figura 128 – Resultados da influência da viga 122
Figura 129 - Configurações geométricas para avaliar a influência da espessura da parede 123
Figura 130 – Resultados da influência da espessura da parede 124
Figura 131 – Resultados da influência da rigidez do maciço 126
Figura 132 - Resultados da influência da resistência do maciço 127
Figura 133 – Resultados de plastificação do maciço para a fase final de escavação 128
Figura 134 - Resultados da influência do coeficiente de impulso em repouso 130
Figura 135 – Geometria do problema para a modelação da solução alternativa 132
Figura 136 – Visão global do modelo numérico da solução alternativa 133
Figura 137 – Detalhe da zona do poço da solução alternativa 134
Figura 138 - Simulação do faseamento construtivo da solução alternativa pelo método de escavação sequencial 135
Figura 139 - Deformada da malha na fase final de escavação (escala ampliada) 137
Figura 140 – Evolução dos deslocamentos horizontais no maciço e no suporte para as fases iniciais 138
Figura 141 – Deslocamentos horizontais no maciço e no suporte (fase final de escavação) 139
Figura 142 – Deslocamentos horizontais no maciço (fase final de escavação) 140
Figura 143 – Deslocamentos horizontais do maciço (várias fases) 141
Figura 144 – Deslocamentos horizontais do maciço para todas as fases de escavação 141
Figura 145 - Deslocamentos horizontais do suporte em todas as fases de escavação 142
Figura 146 – Deslocamentos verticais no maciço 143
Figura 147 - Deslocamentos verticais na superfície 144
Figura 148 - Deslocamentos verticais na base de cada fase de escavação 144
Figura 149 – Tensões totais na direção radial (σ_{xx}) 145
Figura 150 - Tensões totais na direção vertical (σ_{yy}) 146
Figura 151 - Tensões totais na direção circunferencial (σ_z) 146
Figura 152 – Estado de tensão a diferentes distâncias do suporte 147
Figura 153 – Mecanismo de transferência de carga na frente de escavação 148
Figura 154 – Evolução das tensões nos pontos A e B do maciço 149
Figura 155 - Extensões no maciço ε_{max} 150
Figura 156 - Evolução das tensões radiais σ_{xx} no maciço para várias fases de escavação 151

Figura 157 – Pressões de terras no suporte para várias fases de escavação 152
Figura 158 – Evolução do rácio de tensões K, λ e K' 153
Figura 159 - Evolução do esforço de compressão circunferencial ao longo do processo de escavação 154
Figura 160 - Evolução do esforço de compressão circunferencial para todas as fases 154
Figura 161 – Contraste entre as tensões circunferenciais (σ_z) no maciço e no suporte 155
Figura 162 - Evolução do momento fletor ao longo do processo de escavação 156
Figura 163 – Evolução dos momentos fletores para todas as fases 156
Figura 164 - Evolução do esforço transverso ao longo do processo de escavação 158
Figura 165 - Evolução do esforço transverso para todas as fases 158
Figura 166 - Evolução da plastificação do maciço ao longo das sucessivas fases de escavação 159
Figura 167 – Evolução da tensão de corte no ponto C ao longo do processo de escavação 160
Figura 168 – Fatore de segurança para fase de escavação até 10 m (FS=4.7) 161
Figura 169 – Fatore de segurança para fase de escavação até 20 m (FS=4.7) 161
Figura 170 – Fatore de segurança para fase final de escavação (até 29 m) (FS=4.6) 161
Figura 171 - Configurações geométricas para avaliar a influência do tipo de suporte 163
Figura 172 – Resultados da influência do tipo de suporte 163
Figura 173 - Configurações geométricas para avaliar a influência da altura do painel 164
Figura 174 – Resultados da influência da altura do painel 165
Figura 175 - Configurações geométricas para avaliar a espessura do suporte 166
Figura 176 – Resultados da influência da espessura do suporte 167
Figura 177 - Resultados da influência da rigidez do maciço 169
Figura 178 - Resultados da influência da resistência do maciço 171
Figura 179 - Deformações plásticas para avaliar a influência da resistência do maciço 171
Figura 180 - Resultados da influência da coeficiente de impulso em repouso do maciço 173
Figura 181 – Comparação entre os deslocamentos horizontais no maciço para ambas as soluções 177
Figura 182 - Comparação entre as pressões de terras no suporte para ambas as soluções base 178
Figura 183 – Comparação entre os fatores K e λ para ambas as soluções base 179
Figura 184 - Comparação entre os esforços no suporte para ambas as soluções base 180

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Estudos do comportamento de poços (adaptado de Faustin, 2017) 33
Tabela 2 – Casos de estudo 34
Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos dos solos 37
Tabela 4 - Parâmetros geotécnicos das rochas 37
Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos do poço de Abbey Mills 43
Tabela 6 - Parâmetros geotécnicos da Estação Vila Prudente 47
Tabela 7 – Parâmetros geotécnicos do modelo da Estação Marquês 55
Tabela 8 – Parâmetros do suporte da Estação Marquês 55
Tabela 9 – Resumo das características gerais dos casos estudados 58
Tabela 10 – Parâmetros físicos da DBC (adaptado de Long and Menkiti, 2007) 65
Tabela 11 – Parâmetros geotécnicos do modelo de retroanálise (Cabarkapa et al., 2003) 81
Tabela 12 – Parâmetros adotados na primeira tentativa de aproximar os resultados (cálculo 1) 94
Tabela 13 – Evolução dos parâmetros durante o processo de calibração do modelo 96
Tabela 14 – Parâmetros finais calibrados 98
Tabela 15 – Casos de cálculo do estudo paramétrico 118
Tabela 16 – Valores do E_u em cada caso para avaliar a influência da rigidez do maciço 125
Tabela 17 – Valores do S_u em cada caso para avaliar a influência da resistência do maciço 127
Tabela 18 - Valores do K_0 em cada caso para avaliar a influência do coeficiente de impulso em repouso 129
Tabela 19 - Casos de cálculo do estudo paramétrico da solução alternativa 162
Tabela 20 – Valores do E_u em cada caso para avaliar a influência da rigidez do maciço 168
Tabela 21 – Valores do S_u em cada caso para avaliar a influência da resistência do maciço 170
Tabela 22 - Valores do K_0 em cada caso para avaliar a influência do coeficiente de impulso em repouso 172

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Almeida e Sousa (2020) afirma que o uso do espaço subterrâneo tem aumentado enormemente nas últimas décadas e apresenta um histórico desta evolução, desde a era antiga até os tempos atuais. Diversos são os motivos pelos quais, nos dias de hoje, a exploração do espaço subterrâneo tem sido de grande importância, particularmente, nas áreas urbanas e metropolitanas.

Cita o fato de que o crescimento das populações tem originado grandes carências em redes de infraestruturas básicas (água, esgotos, eletricidade e telecomunicações etc.). Além disso, a globalização intensificou o processo de densificação dos centros urbanos e a demanda por transporte (rodoviário, metroviário etc.) de pessoas e bens aumentou consideravelmente.

Com o espaço à superfície cada vez mais escasso e visando a redução dos impactos ambientais causados (trânsito; congestionamentos; poluição visual, sonora, do ar; etc.) a evolução deste tipo de infraestruturas para o subterrâneo tem oferecido grandes vantagens ao libertar a superfície para fins mais nobres (habitação e espaços verdes).

A Figura 1 exemplifica este processo em que a reabilitação da zona portuária do Rio de Janeiro enterrou uma das principais artérias de circulação da cidade. No projeto Porto Maravilha, concluído no ano de 2016, a Avenida Perimetral deixou de existir à superfície e passou para o subsolo com a construção de dois túneis (Rio450 e Marcello Alencar). Foi implantado um sistema de metrô ligeiro de superfície e criadas áreas de lazer e convívio numa zona anteriormente degradada.



(a) Antes de 2016 (b) Após 2016

Figura 1 – Praça Mauá no Rio de Janeiro, Brasil (www.portomaravilha.com.br)

Umas das primeiras técnicas empregues para a construção de infraestruturas enterradas é denominada *cut-and-cover*, que consiste na abertura de valas a céu aberto que, por isso mesmo, apenas atingem profundidades limitadas. A Figura 2 apresenta imagens da construção dos primeiros troços e estações do metrô do Rio de Janeiro em 1970 pela técnica *cut-and-cover*, podendo facilmente observar-se o enorme impacto causado pela escavação à superfície.



(a) Largo do Machado (b) Cinelândia

Figura 2 – Construção dos primeiros troços do Metro do Rio de Janeiro, Brasil (www.riotrilhos.rj.gov.br)

Contudo, dada a complexidade da rede (Figura 3), a necessidade de desviar de outras infraestruturas enterradas (fundações, caves, infraestruturas de abastecimento etc.) e a redução dos transtornos criados pelos canteiros a superfície, tem-se recorrido ao uso de túneis a maior profundidade e construção totalmente em subterrâneo em detrimento da escavação em *cut-and-cover*.



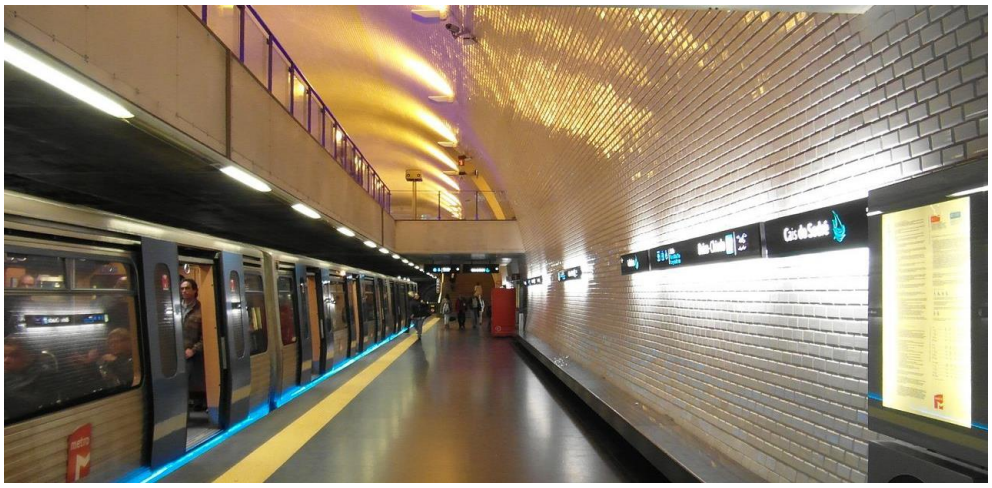
(a) Rede de abastecimento (Almeida e Sousa, 2020) (b) Rede do metropolitano de Paris (www.ratp.fr)

Figura 3 – Complexidade da rede enterrada

As soluções mais utilizadas atualmente para escavações totalmente em subterrâneo recorrem, sempre que possível, a meios e equipamentos convencionais (escavadoras, cabeças roçadoras, explosivos etc.). Boa parte destas soluções estão associadas aos princípios do chamado método NATM (*New Austrian Tunneling Method*), que consistem basicamente em considerar a capacidade resistente do maciço como principal componente da estrutura de suporte. A Figura 4 ilustra o interior da estação Baixa-Chiado do metropolitano de Lisboa, que foi construída em 1998, integralmente no subterrâneo, recorrendo a equipamentos convencionais (escavadeiras) e ao método NATM.



(a) Fase de escavação



(b) Após construção

Figura 4 – Interior da Estação Baixa Chiado (www.cege.com.pt)

O desenvolvimento das máquinas tuneladoras (TBMs) impulsionou a construção de infraestruturas subterrâneas de grande complexidade ao vencer as limitações impostas pelas metodologias convencionais (maciços complexos e/ou pouco competentes, presença de nível freático etc.) e os impactos criados pelas técnicas de escavação a céu aberto. A Figura 5 ilustra o interior de um túnel construído durante a expansão do metropolitano de Londres entre os anos 2012 e 2015, em que 42 km de túneis foram construídos através de 8 máquinas tuneladoras em simultâneo.



Figura 5 – Interior de um dos túneis do metropolitano de Londres (www.crossrail.co.uk)

É nesse contexto que se inserem os poços. Os poços podem ser entendidos como escavações abertas a partir da superfície e que se alongam em profundidade para acessar o subsolo. Normalmente possuem forma circular e têm sido construídos atualmente com grandes diâmetros. Suas funcionalidades vão desde dar acesso a túneis subterrâneos (abertura de frentes de escavação, ventilação etc.) até estações de metropolitano e reservatórios.

A Figura 6 ilustra um poço circular de 30 m de diâmetro com 40 m de profundidade construído com paredes diafragma utilizado para posicionar a máquina tuneladora que escavou um túnel pertencente à expansão da rede do metropolitano de Londres no ano de 2012.



Figura 6 – Poço para lançamento de TBM em Limmo Peninsula, Londres (www.www.herrenknecht.com)

A Figura 7 apresenta o poço da futura estação de Villejuif Gustave Roussy do metropolitano de Paris, que deverá entrar em operação em 2025. Trata-se atualmente de um dos maiores poços em construção na Europa. Dispõe de 66 m de diâmetro e 42 m de profundidade e é construído com recurso a paredes diafragma, recebendo os portais de dois túneis executados com TBMs que se cruzam a elevações diferentes.

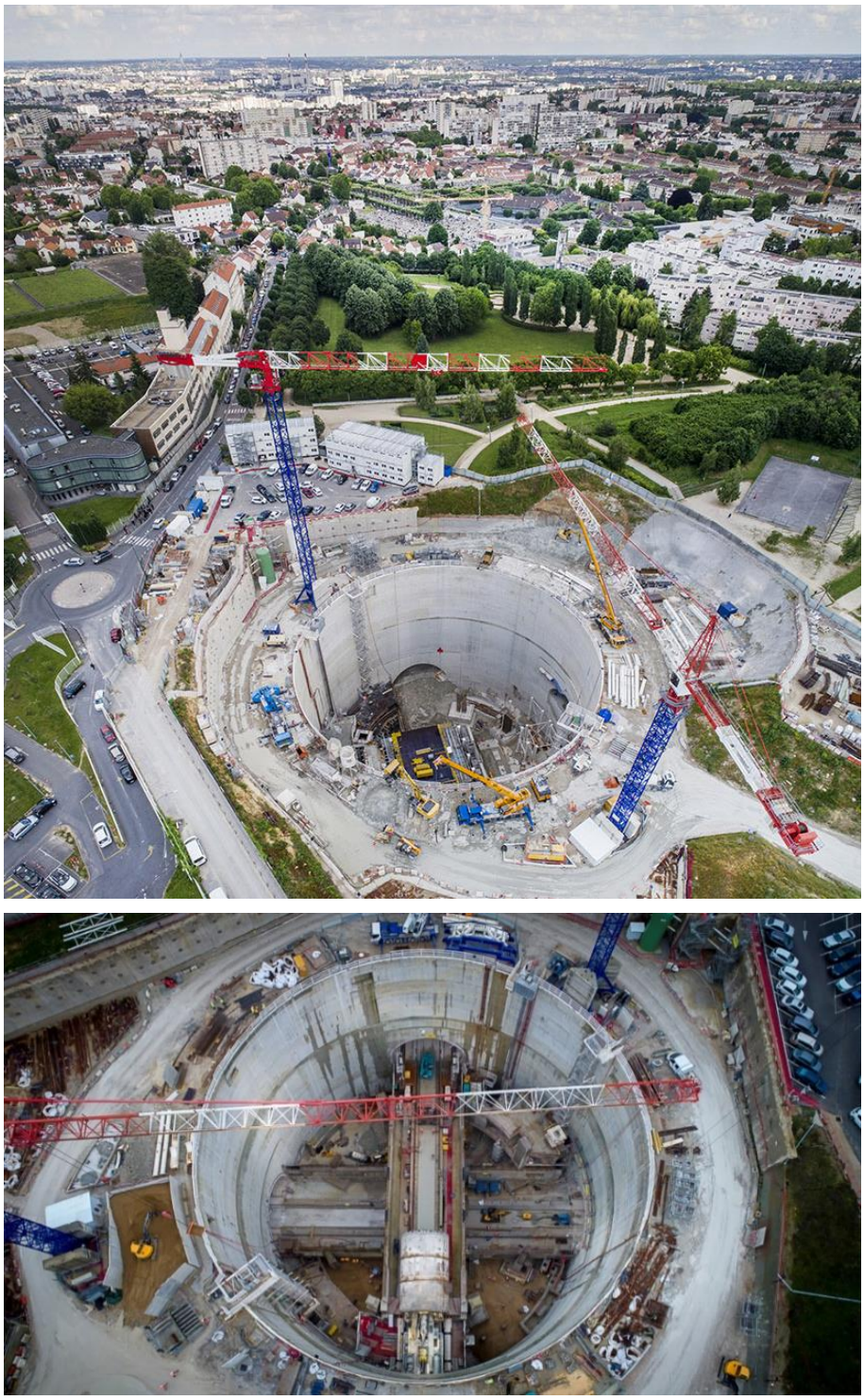


Figura 7 – Poço da Estação de Villejuif Gustave Roussy, Paris (www.villejuif.fr)

Os poços têm igualmente sido construídos também para abrigar reservatórios enterrados de grande diâmetro (controle de enchentes, tratamento de águas residuais etc.). A Figura 8 apresenta o poço em construção do reservatório de tratamento de águas da Usina de Clichy em Paris. Trata-se de um reservatório com capacidade para 70.000 m³ de armazenamento, construído com uma parede diafragma e uma laje de fundo injetada, sendo as ligações entre a usina e o reservatório construídas com o uso de micro tuneladoras.



Figura 8 – Reservatório da Usina de Tratamento de Águas de Clichy, Paris (www.soletanche-bachy.com/fr)

A Figura 9 apresenta a estação Reboleira do Metropolitano de Lisboa, construída no ano de 2010 pelo método de escavação sequencial na vertical (*NATM*) com suporte em betão projetado. Trata-se de uma escavação composta pela interseção de cinco poços de seção elíptica de diferentes dimensões com 20 m de profundidade, perfazendo um eixo com 110 m de comprimento numa área de implantação de 5600 m².



Figura 9 – Estação da Reboleira (www.nse.pt)

Segundo Faustin et al. (2018), os padrões europeus de projeto para estruturas geotécnicas recomendam “uma estimativa cautelosa da distorção e deslocamento das estruturas de suporte e devem ser feitos com base em experiência comparável”. No entanto, existem poucos casos bem documentados na bibliografia internacional que apresentem e discutam o impacto do método construtivo no comportamento de poços. Dessa forma, as incertezas inerentes ao processo de dimensionamento associadas a sobrestimativa dos movimentos induzidos pela escavação podem conduzir a soluções muito conservadoras, gerando desperdícios econômicos. Por outro lado, o pouco conhecimento do real comportamento dos poços construídos sob diferentes metodologias e condições de suporte podem conduzir também a soluções potencialmente inseguras.

No Brasil, por exemplo, não é possível encontrar documentos normativos que forneçam diretrizes básicas acerca do dimensionamento deste tipo de estruturas, muito embora existam registos recentes de acidentes envolvendo a construção deste tipo de estruturas, como o ocorrido na estação de Pinheiros do Metro de São Paulo no ano de 2007. Neste caso o colapso de um túnel de acesso propagou-se até o poço, comprometendo parte dele e causando danos em construções adjacentes conforme se pode visualizar na Figura 10.



Figura 10 – Acidente na estação Pinheiros do metropolitano de São Paulo, Brasil (www.zonaderisco.blogspot.com)

Faustin et al. (2018) destaca que diversos estudos envolvendo modelação numérica de poços reportam que os modelos utilizados não foram capazes de reproduzir o comportamento real observado em campo durante a construção. Como a modelação numérica é atualmente um dos métodos de projeto e dimensionamento mais presentes na Engenharia Geotécnica, os casos ocorridos reforçam a necessidade de maior investigação nesta área para suprimir tais deficiências.

É neste contexto que se insere este trabalho. Pretende-se analisar o comportamento de um poço recorrendo a modelação numérica para comparar duas metodologias distintas de construção de poços e avaliar as vantagens e desvantagens de cada uma. A estratégia consiste em realizar uma revisão bibliográfica dos principais métodos de construção e dimensionamento, seguindo a estudos de caso e apoiando-se mais especificamente em um deles para realizar as análises pretendidas.

Este trabalho contribui na ampliação dos estudos na temática da modelação numérica de poços, na medida em que discute aspectos relevantes da concepção, construção, monitoramento e comportamento a luz de um caso real bem documentado. Para este caso dispõe-se de uma boa descrição do processo de concepção e construção do poço, vasta caracterização geotécnica do maciço e resultados de instrumentação medidos durante a construção, o que permitiu realizar uma análise comparativa do comportamento observado com as previsões numéricas.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho encontra-se estruturado em 7 capítulos.

- Capítulo 1 – Consiste numa introdução ao tema, seu enquadramento e importância. O capítulo inicia-se com uma breve descrição histórica do uso do espaço subterrâneo, desde as primeiras técnicas de escavação até as modernas práticas atuais. Define-se o que são os poços e em que contexto se inserem, ilustrando através de casos reais suas principais funcionalidades. Conclui discutindo a importância do tema da modelação numérica de poços face as limitações do conhecimento nessa área e define os objetivos deste trabalho.

- Capítulo 2 – Apresenta uma revisão bibliográfica acerca da concepção e construção de poços. Discute conceitos gerais, apresentado os motivos pelos quais a forma circular da seção é preferencialmente adotada em relação à forma poligonal. São igualmente detalhados os principais métodos construtivos para poços de grande diâmetro, ilustrando aplicações a casos reais. Aborda também alguns aspectos relevantes acerca dos métodos de dimensionamento mais comuns, dentre eles as soluções analíticas e numéricas.

- Capítulo 3 – Apresenta um panorama geral dos estudos encontrados na bibliografia em que se analisa o comportamento de poços recorrendo à modelação numérica. Dentre os estudos mencionados, destaca e detalha quatro casos reais de poços construidos por diferentes metodologias, discutindo os principais resultados e conclusões obtidos através da modelação numérica face ao comportamento observado. Conclui-se discutindo a problemática do método construtivo e das implicações que têm no comportamento dos poços.

- Capítulo 4 – Apresenta o caso do Poço WA2 de Dublin, tomado como referência para a modelação numérica efetuada neste trabalho. Inicia por contextualizar a localização e função do poço, descrevendo o perfil geotécnico e as propriedades do maciço. Descreve aspectos da concepção e construção do poço, as análises numéricas efetuadas a nível de projeto e retroanálises feitas por outros autores. Conclui analisando o comportamento real observado em comparação com os resultados obtidos através das análises numéricas.

- Capítulo 5 – Apresenta o modelo base considerado para simular o processo de construção do Poço WA2 de Dublin pelo método de escavação suportada com parede diafragma. Descreve as premissas do cálculo, os modelos constitutivos e parâmetros adotados durante a calibração do modelo. Analisa os resultados obtidos face ao comportamento observado, dando ênfase aos deslocamentos do maciço, estado de tensão, pressões de terras, esforços do suporte e estabilidade e segurança. Por fim, são apresentados resultados de estudos paramétricos para avaliar a influência dos diversos fatores no comportamento global do poço.

- Capítulo 6 – Apresenta a solução alternativa pelo método de escavação sequencial na vertical para o Poço WA2 de Dublin. Propõe uma solução base, analisando os princípios de funcionamento do método através dos resultados dos deslocamentos no maciço e no suporte, estado de tensão, pressões de terras, esforços no suporte, estabilidade e segurança. Conduz também a estudos paramétricos para avaliar quais fatores têm mais influência no comportamento.

- Capítulo 7 – Apresenta uma análise comparativa entre as soluções estudadas e resume as principais conclusões do trabalho. Adicionalmente indica sugestões para trabalhos futuros.

2

Concepção e Construção de Poços

2.1. INTRODUÇÃO

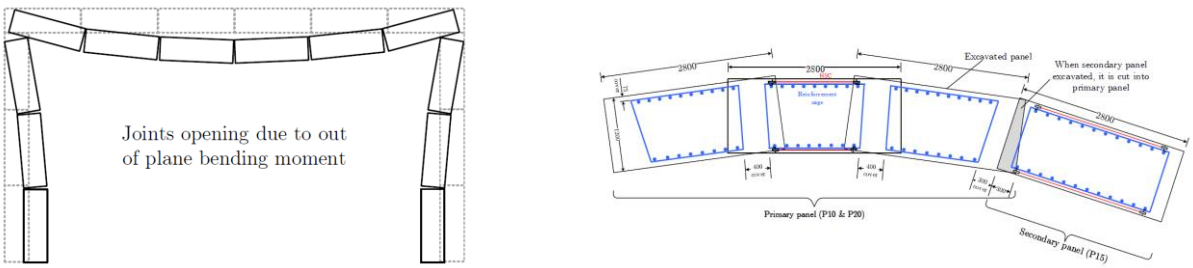
Este capítulo apresenta alguns conceitos gerais sobre poços, discutindo em que aspectos a forma circular da seção em planta pode ser mais vantajosa em relação à forma poligonal (retangular). São igualmente detalhados os principais métodos construtivos para poços de grande diâmetro, abordando-se alguns aspectos relevantes acerca da concepção e dimensionamento.

2.2. FORMA

Pedro (2013) descreve que há 50 anos atrás, a forma poligonal (retangular) em planta tipicamente utilizada nas escavações urbanas começou a ser substituída pela forma circular, essencialmente porque esta é uma forma mais rígida, auto equilibrada e, portanto, mais eficiente em diversos aspectos.

A forma circular consegue equilibrar as pressões externas do maciço atuantes no suporte majoritariamente através da mobilização de esforços de compressão, tirando também partido da capacidade resistente do maciço através da mobilização do efeito de arco circunferencial. Dessa forma, nas formas circulares, tanto os esforços máximos de compressão quanto os de flexão tendem a ser menores do que os obtidos nas formas poligonais onde existe uma concentração significativa desses esforços junto aos cantos. Como a maioria dos poços utiliza o betão armado como material de suporte, a utilização das formas circulares acaba por requerer menores espessuras de betão e menores taxas de armaduras do que as formas retangulares convencionais, apresentando assim uma grande vantagem econômica.

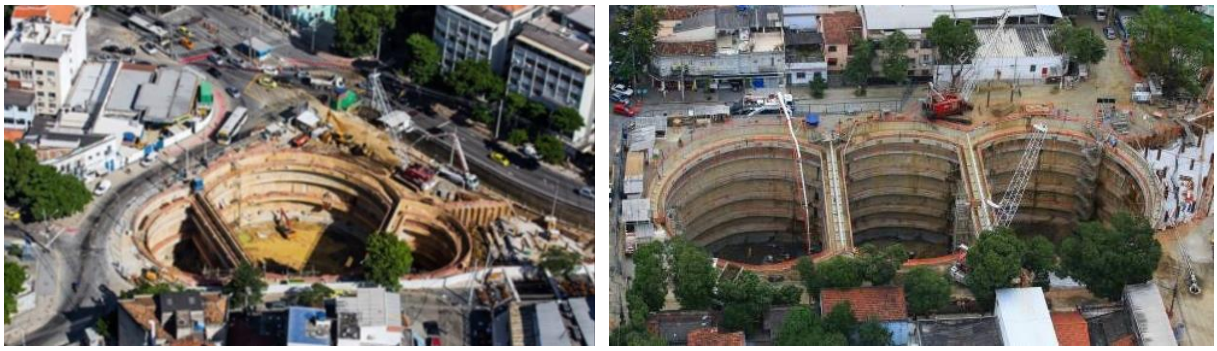
No controle dos movimentos, a forma circular também se mostra mais eficiente. Exemplificando com o caso de duas escavações, uma circular em planta e outra retangular, ambas suportadas por paredes constituídas por painéis: no caso da retangular, se a própria parede ou o escoramento interno não forem suficientemente rígidos, as juntas entre painéis tendem a abrir-se e a parede a curvar-se aumentando as deformações uma vez que os esforços de flexão são elevados; já no caso da circular, as juntas tentem a fechar-se, restringindo significativamente os movimentos, podendo inclusivamente o escoramento ser dispensado. A Figura 11 ilustra o formato das juntas entre painéis de ambos os tipos de formas e mostra como se dá a abertura no caso da forma ser retangular.



(a) Forma retangular (b) Forma circular

Figura 11 – Juntas entre painéis (adaptado de Schwamb, 2014)

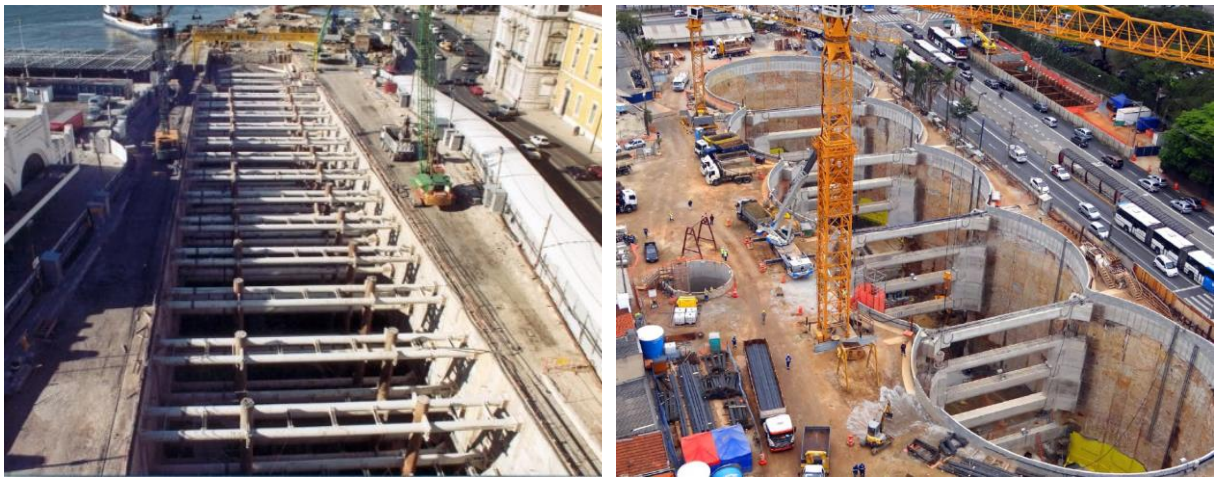
Com o avanço das técnicas construtivas, as formas circulares evoluíram para elípticas ou até mesmo a combinação delas para se conseguir um melhor aproveitamento do espaço disponível. A Figura 12 exemplifica a aplicação de diferentes geometrias na escavação de poços. Neste caso concreto trata-se de reservatórios construídos para ajudar no controle de enchentes na cidade do Rio de Janeiro, Brasil.



(a) Praça de Varnhagem (b) Praça Niterói

Figura 12 – Reservatórios do Rio de Janeiro, Brasil (www.rio.rj.gov.br)

Em contraste com as escavações com forma retangular, onde é frequente a necessidade de utilizar muitos elementos de apoio (estroncas, pré-esforço etc.), as formas circulares permitem equilibrar melhor os esforços ao longo de todo o perimetro de escavação, recorrendo a poucos elementos de apoio. Isto é uma grande vantagem em relação às escavações retangulares, pois o interior da mesma fica com menos obstáculos físicos, facilitando o avanço da obra, conforme ilustra a Figura 13.



(a) Estação Terreiro do Paço (Lisboa, Portugal) (b) Estação Brooklin (São Paulo, Brasil)

(www.teixeiraduarteconstrução.com) (www.brasfond.com)

Figura 13 – Estação de Metropolitano

2.3. CONCEPÇÃO

Pode-se dizer que o espaço disponível à superfície, a geometria da escavação, as propriedades geotécnicas do maciço, a presença ou não de água, a necessidade de restringir deslocamentos à superfície, a metodologia construtiva e o respectivo faseamento são fatores importantes e que devem ser tidos em conta durante a concepção de um poço.

Referindo-se à questão da geometria da escavação e espaço a superfície, para além das questões relacionadas a maior estabilidade e melhor controle de deslocamentos já mencionadas para a forma circular, Topa Gomes (2008) comenta outra questão. No caso da estação Marquês do Metro do Porto, a geometria circular (elíptica, no caso) foi escolhida em detrimento de outras formas para priorizar a manutenção de árvores antigas que existiam a superfície onde pretendia-se implantar o poço de acesso a estação.

Com relação as propriedades geotécnicas, pode-se dizer, por exemplo, que em maciços muito competentes, como maciços rochosos pouco fraturados ou solos coesivos sem presença de lençol freático, os poços podem até, no limite, serem escavados sem o uso de qualquer tipo de suporte para serem estáveis podendo, no entanto, isso conduzir a maiores deformações do maciço.

Quando há necessidade em se restringir os movimentos induzidos pela escavação, seja à superfície ou mesmo em profundidade, deve-se ter em atenção a técnica construtiva a utilizar, o faseamento e o tipo de suporte mais adequado. Algumas técnicas, como por exemplo a construção de poços com paredes diafragma, permitem controlar melhor os deslocamentos induzidos na medida em que o suporte é instalado anteriormente a escavação.

A presença de lençol freático elevado em determinados tipos de maciço pode condicionar a técnica construtiva a ser adotada. Por exemplo, em maciços de solo residual de granito, como os que ocorrem na cidade do Porto, é possível aplicar técnicas convencionais de escavação sequencial que recorrem necessariamente ao rebaixamento de lençol sem que isto implique em grandes deformações do maciço. O mesmo já não se pode dizer para o caso dos solos residuais de granito que ocorrem no Rio de Janeiro, onde a experiência mostra que o rebaixamento de lençol costuma implicar em grandes deformações do maciço, apontando como mais adequadas técnicas construtivas que na presença de lençol não dependam de rebaixamento.

Ainda sobre a questão do controle de deslocamentos, Matos Fernandes (2010) propõe algumas “regras de ouro” para controlá-los em estruturas de suporte de terras planas (cortinas), pelo que algumas delas também são válidas ao caso dos poços. Destacam-se as principais delas e exemplifica-se tomando como referência um poço circular construído com parede diafragma.

- Elevada rigidez da estrutura de suporte e das ligações entre os diversos elementos estruturais: a rigidez das ligações entre painéis é fundamental para controlar os deslocamentos relativos entre eles, tendo impacto direto da deformação do maciço;
- Instalação o quanto antes da viga de coroamento: escavar o mínimo possível antes da construção da viga de coroamento, criando uma ligação efetiva na cabeça dos painéis;
- Impermeabilização da estrutura: em um cenário geotécnico de solos permeáveis, estruturas pouco impermeáveis contribuem para que ocorra fluxo de água para o interior do poço, provocando variações adicionais no estado de tensão do maciço e conduzindo a recalques;
- Tratamento do maciço: permite aumentar a rigidez antes mesmo da escavação, reduzindo a sua deformabilidade;
- Encastramento da base no firme: melhora as condições de apoio, contribuindo para a rigidez do suporte.

2.4. MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Doing (2012) afirma que as diferentes técnicas construtivas de poços podem ser agrupadas em duas categorias principais de métodos construtivos.

A primeira categoria se refere aos poços que têm seu sistema de suporte majoritariamente construído antes da escavação. Neste trabalho, esta categoria será denominada **escavação suportada** e tem como exemplo de técnicas construtivas a escavação recorrendo a um sistema de suporte do tipo paredes diafragma ou cortinas de estacas. A Figura 14 ilustra a sequência construtiva de um poço pelo método de escavação suportada que compreende basicamente duas fases: a primeira referente a instalação do suporte e a segunda referente a escavação.

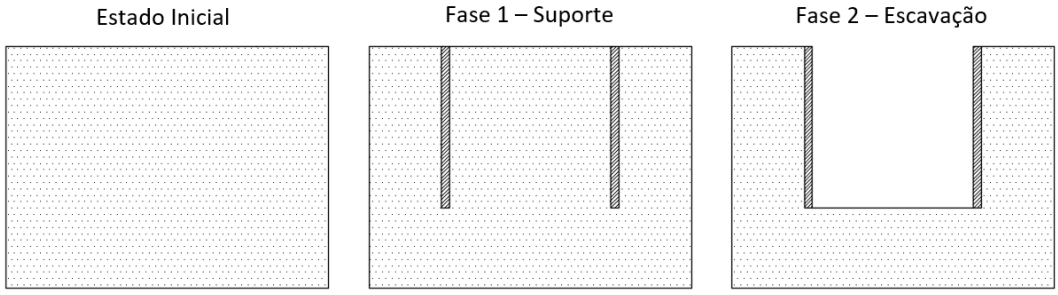


Figura 14 – Ilustração da sequência construtiva de um poço pelo método de escavação suportada

Já a segunda categoria se refere aos poços que tem seu sistema de suporte construído progressivamente com o avanço da escavação e que neste trabalho será designada por **escavação sequencial**. Pode-se incluir nesta categoria a escavação e suporte com betão projetado ou aduelas pré-fabricadas. A Figura 15 ilustra a sequência construtiva de um poço pelo método de escavação sequencial. Neste método, sucessivas fases de escavação e instalação do suporte são definidas, de modo que avancem sequencialmente até o final da construção.

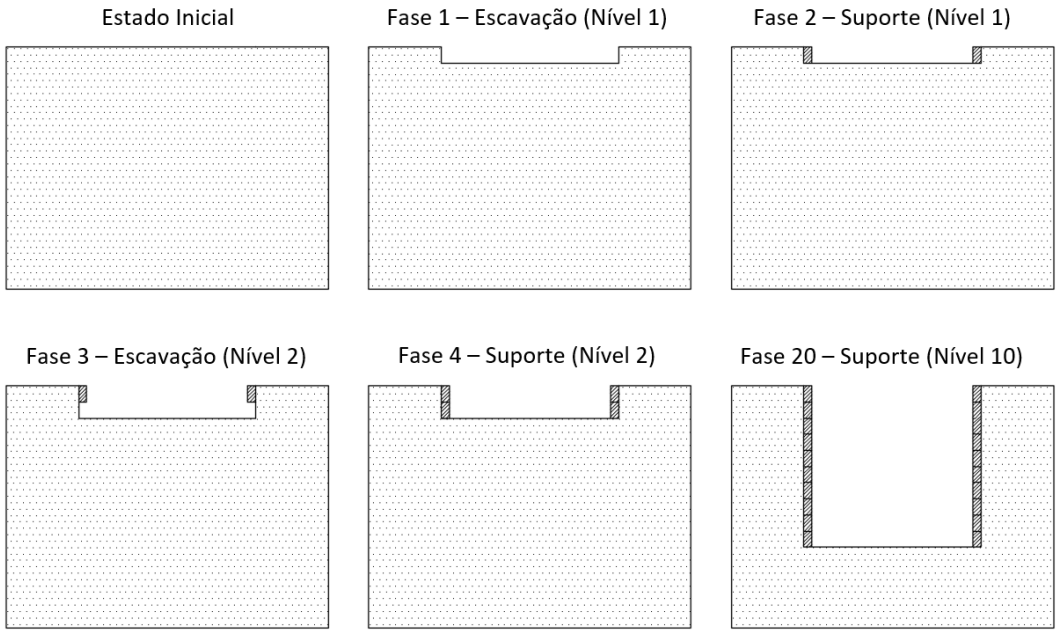


Figura 15 - Ilustração da sequência construtiva de um poço pelo método de escavação sequencial

Além destas duas categorias, pode haver também uma combinação de ambos os métodos em uma **escavação mista**. Por exemplo, quando as primeiras camadas do maciço são pouco competentes, mas em profundidade as condições geológico-geotécnicas melhoram consideravelmente. Neste caso, a escavação pode iniciar-se com escavação suportada nas camadas menos competentes e avançar para escavação sequencial subsequentemente. Os próximos pontos detalham os principais aspectos de cada uma das metodologias construtivas referidas.

2.4.1. ESCAVAÇÃO SUPORTADA

Gaba et al. (2003) apresentam no manual CIRIA C580 um guia completo do projeto e técnicas construtivas de paredes de contenção em diversos tipos de maciços. Dentre elas, destacam-se três técnicas, em que as principais diferenças entre elas estão associadas ao tipo de suporte considerado: paredes diafragma, estacas prancha e estacas cravadas/moldadas.

2.4.1.1. Escavação Suportada com Parede Diafragma

Uma parede diafragma consiste na construção de vários painéis elementares, alternados ou sucessivos, constituindo uma parede capaz de equilibrar basicamente cargas axiais, impulsos de terras e momentos fletores. Trata-se de uma das técnicas mais versátil, eficiente e segura para a construção de poços.

Relativamente a versatilidade, pode ser aplicada a praticamente qualquer geometria de poço e em qualquer tipo e condições de maciço. As paredes podem ser moldadas in loco ou pré-moldadas, sendo que no caso de poços, dois equipamentos distinguem a aplicação da técnica: O *Clam-shell* e a Hidrofresa. O primeiro é mais simples e trata-se de um balde de maxilas, sendo adequado para a construção da parede em solos pouco competentes até profundidades de 50 m, enquanto o segundo é mais potente e possui cabeças de corte capazes de escavar maciços muito competentes até profundidades da ordem dos 100 m. A Figura 16 ilustra estes dois tipos de equipamentos.



(a) *Clam-shell* (b) Hidrofresa

Figura 16 – Equipamentos para execução de parede diafragma (www.brasfond.com)

O faseamento construtivo da parede consiste na definição de um alinhamento guia para a construção dos painéis, seguida da escavação de um primeiro painel em um furo estabilizado com fluidos (normalmente bentonita), instalação da armadura e betonagem da parede. Terminado um painel, outros painéis são construídos da mesma forma, espaçados entre si. Na sequência, painéis secundários são instalados entre os primários e a parede estará construída.

Relativamente a eficiência, um dos principais cuidados que se deve ter com este tipo de técnica é a forma como são feitas as juntas entre painéis. As juntas precisam ser construídas de forma a garantir uma boa adesão entre os panos de painéis, impedindo deslocamentos relativos e infiltração de água. Quando isto é conseguido, o poço tenderá a comportar-se como uma estrutura significativamente rígida, sendo, portanto, bastante eficiente no controle de movimentos induzidos pela escavação.

No caso da utilização de *Clam-shell*, existem diversas formas de formar tais juntas: placas metálicas ou tubos de aços removíveis, painéis-junta de betão pré-fabricado etc. Já para as juntas de paredes executadas com Hidrofresa, ao escavar os painéis secundários, a Hidrofresa escava também as extremidades dos painéis primários já construídos. Dessa forma, costumam resultar em juntas mais rígidas, favorecendo o controle dos movimentos relativos entre painéis e resultando num melhor comportamento do poço.

A Figura 17 apresenta um esquema do faseamento para a construção da parede, exemplificando o caso em que ela é construída com um equipamento do tipo *Clam-shell* e as juntas são feitas com o uso de chapas metálicas. Na Figura 18 apresenta-se o faseamento quando o equipamento utilizado é a Hidrofresa.

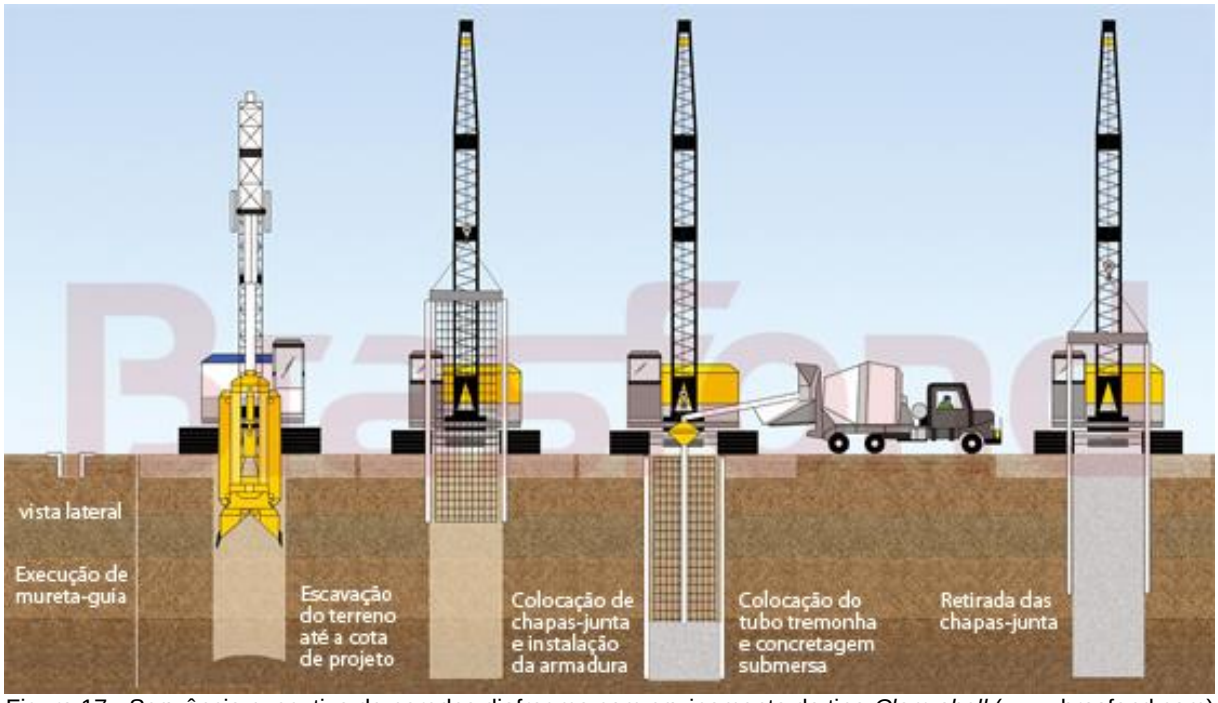


Figura 17 - Sequência executiva de paredes diafragma com equipamento do tipo *Clam-shell* (www.brasfond.com)

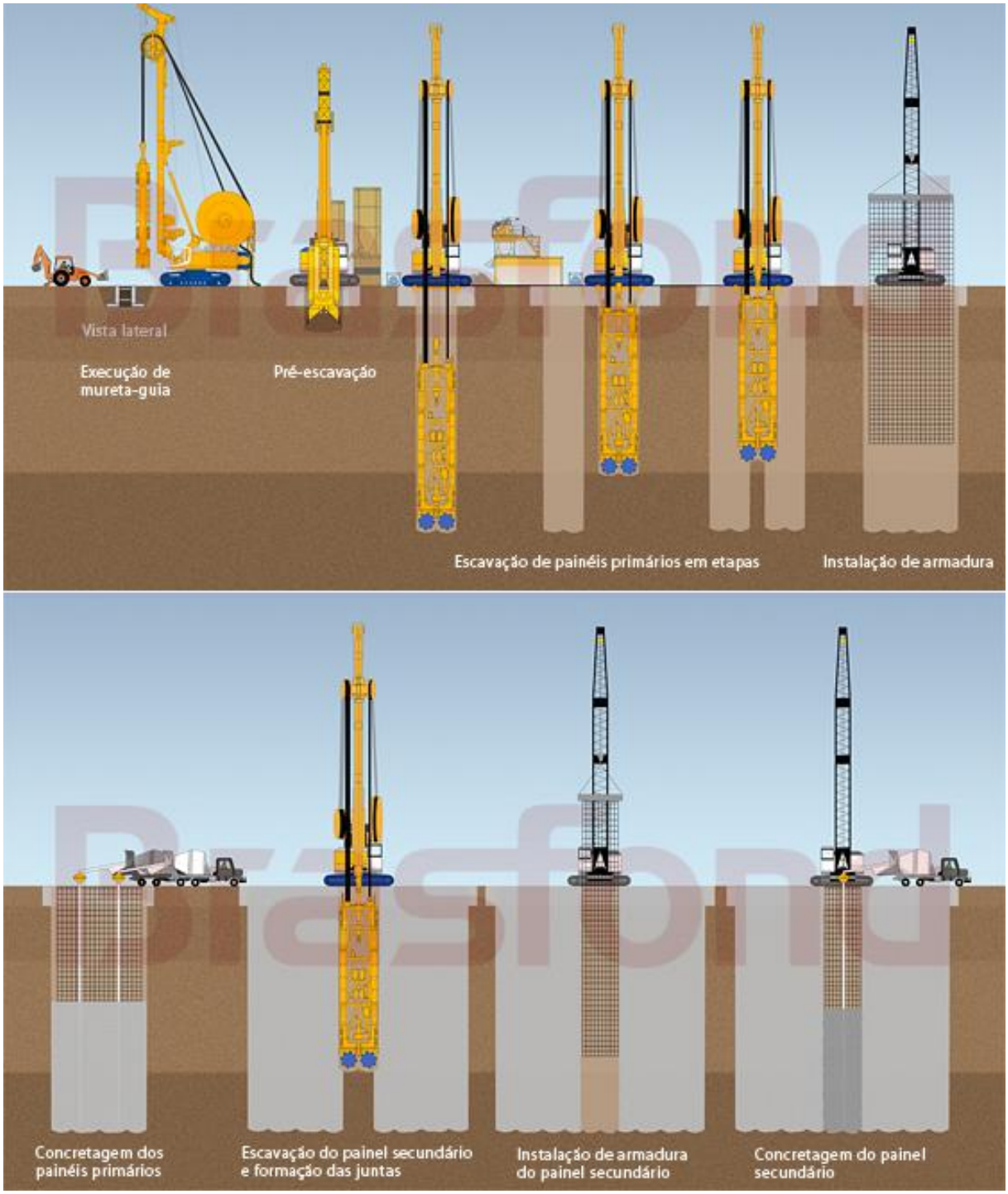


Figura 18 - Sequência executiva de paredes diafragma com equipamento do tipo Hidrofresa (www.brasfond.com)

Após a construção da parede, o interior do poço é escavado em etapas, usualmente recorrendo a meios mecânicos, avaliando-se através de monitoramento se o suporte está a funcionar adequadamente na medida em que a escavação avança. Na presença de lençol freático (NA), pode ser necessário o seu rebaixamento para permitir a escavação, podendo tal ser feito integralmente ou de forma faseada anteriormente a cada etapa de escavação. Em se tratando de paredes estanques, o NA do maciço exterior ao poço não necessita de ser rebaixado para a construção do mesmo, o que é uma grande vantagem relativamente a outros métodos construtivos. Contudo, é possível existir rotura de fundo devido a questões hidráulicas durante a construção, especialmente quando são escavados materiais

arenosos e quando existe um diferencial hidráulico elevado que origina forças de percolação elevadas no maciço. Em todo caso, não há registos na bibliografia de acidentes recentes envolvendo este tipo de técnica construtiva associada ao caso dos poços.

Pode considerar-se uma técnica bastante segura tendo em conta que a parede é instalada integralmente antes da escavação do interior do poço e que ela normalmente assenta no firme. Nesse caso torna-se bastante improvável que se verifique uma rotura de fundo, tendo-se somente que assegurar que estrutura de suporte é suficientemente robusta para não existir a hipótese de rotura por deficiência estrutural. No caso da parede não estar assente no firme, ou mesmo durante o processo construtivo, deve avaliar-se em que medida a escavação do interior do poço, devido ao alívio de tensões provocado pela remoção do material sobrejacente à base, pode induzir a formação de possíveis cunhas instáveis na base da fundação (Figura 19). Como o comportamento dos solos tende a ser plástico, antes da ocorrência de um mecanismo de rotura deste tipo, a estrutura tenderá a dar sinais de mal comportamento, como por exemplo deslocamentos elevados no suporte ou à superfície.

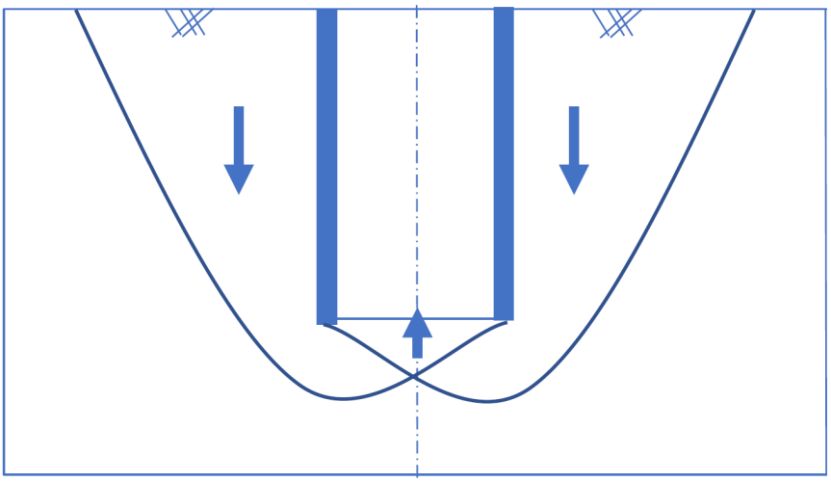


Figura 19 – Mecanismo de rotura de fundo de poços construídos com parede diafragma (adaptado de Le et al., 2019)

2.4.1.2. Escavação Suportada com Estacas Prancha Metálicas

As paredes de estacas prancha metálicas são executadas cravando as estacas no maciço antes da escavação e, devido à baixa rigidez destas, são travadas com vigas circunferenciais à medida em que a escavação avança. São estanques e de uso corrente em maciços terrosos pouco competentes para a construção de poços pouco profundos. Contudo, não se aplicam a maciços duros ou com presença de blocos, uma vez que nestas circunstâncias a cravação das estacas se torna difícil.

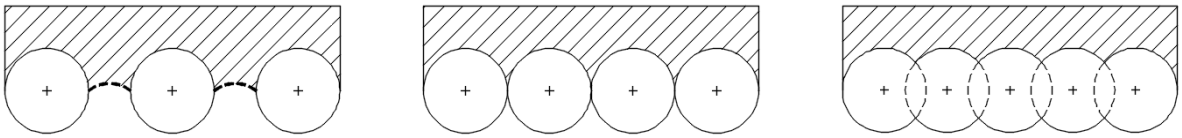
A Figura 20 apresenta um poço de 17.2 m de diâmetro e 8.4 m de profundidade cuja estrutura de contenção foi realizada com estacas prancha metálicas. A figura ilustra a fase final de escavação do poço, onde observa-se uma escavadora a remover o material do seu interior. Trata-se de uma estrutura temporária para a construção de tanques de tratamento de água em Ambleside (Reino Unido).



Figura 20 – Reservatório de tratamento de água em Ambleside, Reino Unido (www.sheetpilinguk.com)

2.4.1.3. Escavação Suportada com Cortina de Estacas em Betão

Soluções com cortinas de estacas são interessantes em muitos casos, pois permitem executar a contenção recorrendo-se a equipamentos convencionais de fundações profundas. As estacas que a constituem podem ser do tipo cravadas ou do tipo escavadas e betonadas in loco. No caso dos poços, estacas com pequeno diâmetro são utilizadas apenas como suporte primário. Já as estacas com grande diâmetro podem funcionar também como suporte definitivo, mas normalmente estão associadas com uma estrutura interna de forro. Relativamente ao alinhamento em planta, podem estar espaçadas, ser tangentes ou secantes (Figura 21).



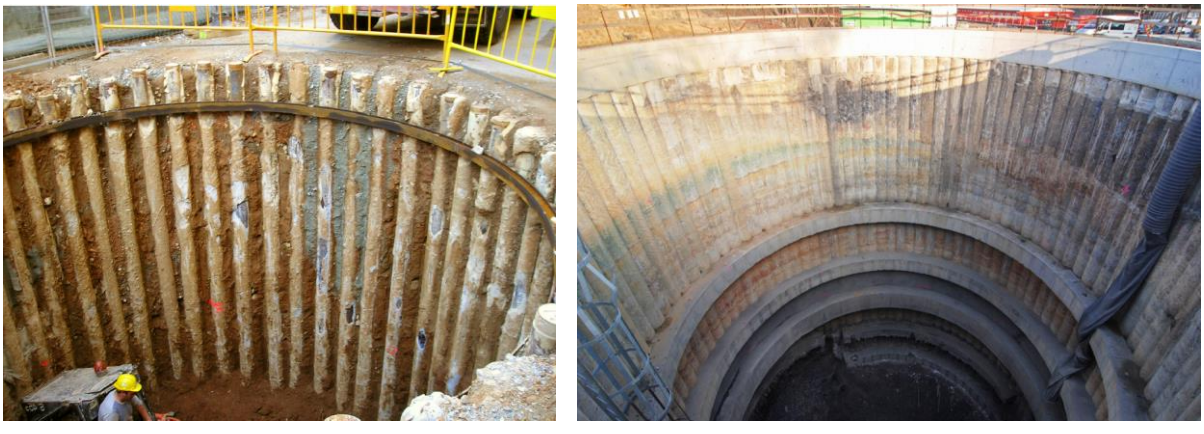
(a) Espaçadas (b) Tangentes (c) Secantes

Figura 21 – Tipos de alinhamento em planta de cortinas de estacas

Farias (2016) apresenta casos de obra com diferentes tipologias de cortinas de estacas (Figura 22) e discute que as estacas espaçadas são as mais económicas e por isso as mais utilizadas atualmente, uma vez que nesta tipologia são necessárias menos estacas para um mesmo diâmetro de poço. Contudo, o espaçamento não deve ser superior a um diâmetro para permitir que o efeito de arco ocorra e deve ser acompanhado de betão projetado para selar as juntas entre os elementos, contribuindo assim para uma maior estanqueidade da solução.

As estacas tangentes e secantes são utilizadas quando o maciço é pouco competente e existem condições de fluxo de água, não permitindo a aplicação de estacas espaçadas.

Assim como nos casos anteriores, após a construção da cortina, o interior do poço é escavado em etapas, usualmente recorrendo a meios mecânicos, avaliando-se através de monitoramento se o suporte está a funcionar adequadamente. São soluções normalmente esbeltas e requerem travamento com vigas circunferenciais de distribuição à medida em que a escavação avança.



(a) Estacas espaçadas (Metro de Barcelona) (b) Estacas secantes (Metro de Praga)

Figura 22 – Poços construídos com cortinas de estacas (Farias, 2016)

2.4.2. ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL

Diferentemente das técnicas de escavação suportada, no método de escavação sequencial o suporte não é construído em uma única etapa anterior as fases de escavação. Neste método, sucessivas fases de escavação e instalação do suporte são definidas, de modo que avancem sequencialmente.

Conforme descrito anteriormente, existem diferentes técnicas que podem ser agrupadas como pertencentes à categoria de escavação sequencial. Neste caso o suporte da escavação pode ser efetuado recorrendo a aduelas de betão ou betão projetado.

2.4.2.1. *Segmental Shaft Lining*

A técnica denominada *Segmental Shaft Lining* é um tipo de escavação sequencial cujo suporte é formado por anéis de betão pré-fabricado instalados a partir da base da escavação. Após a escavação de um primeiro nível instala-se o suporte painel a painel, até que um anel completo seja formado antes de se avançar para o próximo nível de escavação. Para garantir a adesão dos painéis ao maciço utilizam-se injeções de cimento que contribuem igualmente para o controle de deslocamentos.

Trata-se de uma técnica somente possível de se aplicar em solos coesivos com alguma capacidade temporária de autossuporte e sem condições de fluxo de água, uma vez que durante as fases de escavação o maciço fica temporariamente exposto e sem suporte. Limita-se a formas circulares em planta dada a natureza das aduelas de betão.

Tem como vantagens a rapidez do processo construtivo, sendo uma solução rígida, impermeável e com a possibilidade de utilização dos anéis como suporte definitivo. A Figura 23 ilustra o método aplicado à construção de um poço em Glasgow, Escócia. Trata-se de um reservatório para controle de enchentes.



(a) Instalação dos painéis (b) Fim de construção

Figura 23 – Reservatório de Avonspark em Glasgow, Escócia (www.terrasolutions.co.uk)

2.4.2.2. *Caisson Shaft Sinking*

A técnica denominada *Caisson Shaft Sinking* é outro tipo de escavação sequencial cujo suporte também é formado por anéis de betão pré-fabricado, só que neste caso instalados a partir do topo da escavação. Após formar-se o primeiro anel, inicia-se a cravação desde anel recorrendo ao uso de um sistema de macacos hidráulicos. Na base do primeiro anel instala-se um anel metálico de corte para facilitar a cravação. À medida que os anéis vão sendo cravados, o interior do poço é escavado, tendo-se que eventualmente recorrer ao rebaixamento do nível de água no interior do poço caso haja presença de lençol.

Comparativamente a técnica *Segmental Shaft Lining*, esta técnica permite maior controle de deformações do maciço na medida em que os anéis são cravados, e, portanto, menores níveis de descompressão são atingidos. Contudo, esta técnica é apenas aplicável a maciços de baixa consistência para permitir a cravação dos anéis e se restringe a forma circular com menores diâmetros. Adrego (2014) apresenta a aplicação da técnica para a construção de um poço do metropolitano de Londres destinado a ventilação, manutenção e saída de emergência (Figura 24).



(a) Sistema de cravação



(b) Escavação



(c) Fim de construção

Figura 24 – Poço de Mile End Park (Adrego, 2014)

2.4.2.3. Escavação Sequencial na Vertical

A escavação sequencial na vertical é uma técnica construtiva que se baseia na aplicação do método NATM ao caso dos poços. Consiste basicamente na execução alternada de fases de escavação e de instalação do suporte, que avançam sequencialmente até que se atinja a cota final de escavação em profundidade. O suporte primário é normalmente constituído por betão projetado e malha eletrosoldada, sendo geralmente também necessária a execução do suporte definitivo, normalmente em betão moldado.

Segundo Topa Gomes (2008), a aplicação deste método a poços de grande diâmetro iniciou-se no Brasil e teve aplicações também em Portugal. Anteriormente, a aplicação desta técnica era limitada à escavação em maciços rochosos de boa qualidade. Contudo, devido aos muitos avanços tecnológicos e experiência adquirida (especialmente com a construção do Metro do Porto e Lisboa nos anos 2000), ampliou-se a sua aplicação a maciços terrosos quando se enquadram em determinadas condições (boa capacidade resistente, baixa deformabilidade, ausência de NA ou possibilidade de rebaixamento, capacidade de autossuporte temporário etc.).

Com relação à boa capacidade resistente e baixa deformabilidade do maciço, pode-se dizer que são propriedades fundamentais na medida em que o método sequencial as explora ao máximo através do efeito de arco. Além disso, são estas as propriedades que garantem a partida que os deslocamentos induzidos pela escavação sejam de pequena magnitude. Simplificadamente, pode-se dizer que nas fases de escavação, o maciço deforma-se livremente na zona escavada, transferindo carga para as restantes zonas circunvizinhas e mobilizando a capacidade resistente do próprio maciço. Para controlar a ocorrência de deformações excessivas, aplicam-se camadas de betão projetado conjuntamente com as malhas soldadas imediatamente após o avanço da frente de escavação.

Com relação ao NA, é fundamental que a escavação seja efetuada seca. Como o suporte é instalado sequencialmente com o avanço da frente, na presença de lençol freático, o rebaixamento do interior do poço implica naturalmente no rebaixamento de todo o maciço circundante. Isto acaba por constituir uma limitação da aplicação da técnica nos casos em que o rebaixamento não seja adequado por implicar assentamentos relevantes do maciço. O rebaixamento de lençol é importante para que haja uma capacidade de autossuporte temporário da frente entre as fases de escavação e suporte. Além disso, a redução dos impulsos de água sobre o suporte primário permite adotar espessuras de betão projetado significativamente menores. Face a estas características, é absolutamente necessário que a construção de um poço pelo método sequencial seja monitorada adequadamente por instrumentação (medição dos deslocamentos, deformações, poropressões etc.).

A Figura 25 ilustra a aplicação da técnica para o caso do poço da estação Salgueiros do Metro do Porto, Portugal. O processo construtivo começa normalmente pela instalação de uma viga de coroamento em toda a periferia da escavação, introduzindo um elemento de elevada rigidez para ajudar no controle dos deslocamentos induzidos pelos primeiros metros escavados. Este elemento também contribui para reduzir deslocamentos induzidos por outros fatores, como a movimentação de equipamentos e materiais nas proximidades do poço durante todo o processo de construção. Após a instalação da viga, inicia-se a escavação do primeiro anel seguida pela instalação do respectivo suporte. Segundo Topa Gomes (2008), a altura de cada fase de escavação é definida no projeto em função de diversos fatores (condições de estabilidade do maciço, limitação das deformações espectáveis etc.), mas normalmente é limitada a 2 m por aspectos práticos. Como o suporte é constituído por betão projetado e malhas eletrosoldadas, até alturas desta ordem de grandeza é possível proceder ao lançamento do betão (Figura 25a) e instalação das malhas (Figura 25b) sem a necessidade de se recorrer à meios elevatórios. Os restantes anéis são escavados da mesma forma que o primeiro, até se atingir a cota

final de escavação (Figura 25c), sendo que podem ser escavados e suportados de forma completa ou faseada. O faseamento deverá considerar as dimensões em planta da escavação, facilitar a rápida aplicação do suporte para que se consigam preservar as propriedades do maciço e controlar as deformações em cada fase de escavação.

O que torna a técnica competitiva são os seguintes aspetos: economia de materiais e redução dos prazos de construção. Com relação à economia de materiais, o volume de betão e aço é consideravelmente menor do que o utilizado em outras técnicas, pois esta técnica tira maior partido da resistência do maciço, podendo-se inclusivamente adotar espessuras de suporte variáveis em profundidade em conformidade com os impulsos a equilibrar. Segundo Topa Gomes (2008), esta redução de volume de materiais pode chegar à cerca de 50% em relação às técnicas tradicionais, a que se deve acrescentar a não necessidade de elementos de contenção exteriores ao próprio suporte (ancoragens, pregagens etc.). Com relação a redução dos prazos de construção, ainda que a maior parte das obras tendam a apresentar formas poligonais (retangulares) e que adaptá-las a formas circulares possa implicar em sobreescavações, o fato do interior da escavação estar completamente desimpedido compensa esta questão, permitindo um maior rendimento da escavação. Topa Gomes (2008), estima que para escavações com uma área de implantação inferior a 2000 m² seja possível conseguir ritmos de escavação por anel próximos de uma semana e que, mesmo aumentando estas dimensões, o ritmo pode ser mantido bastando para tal aumentar-se o número de frentes de escavação.



(a) Instalação da malha



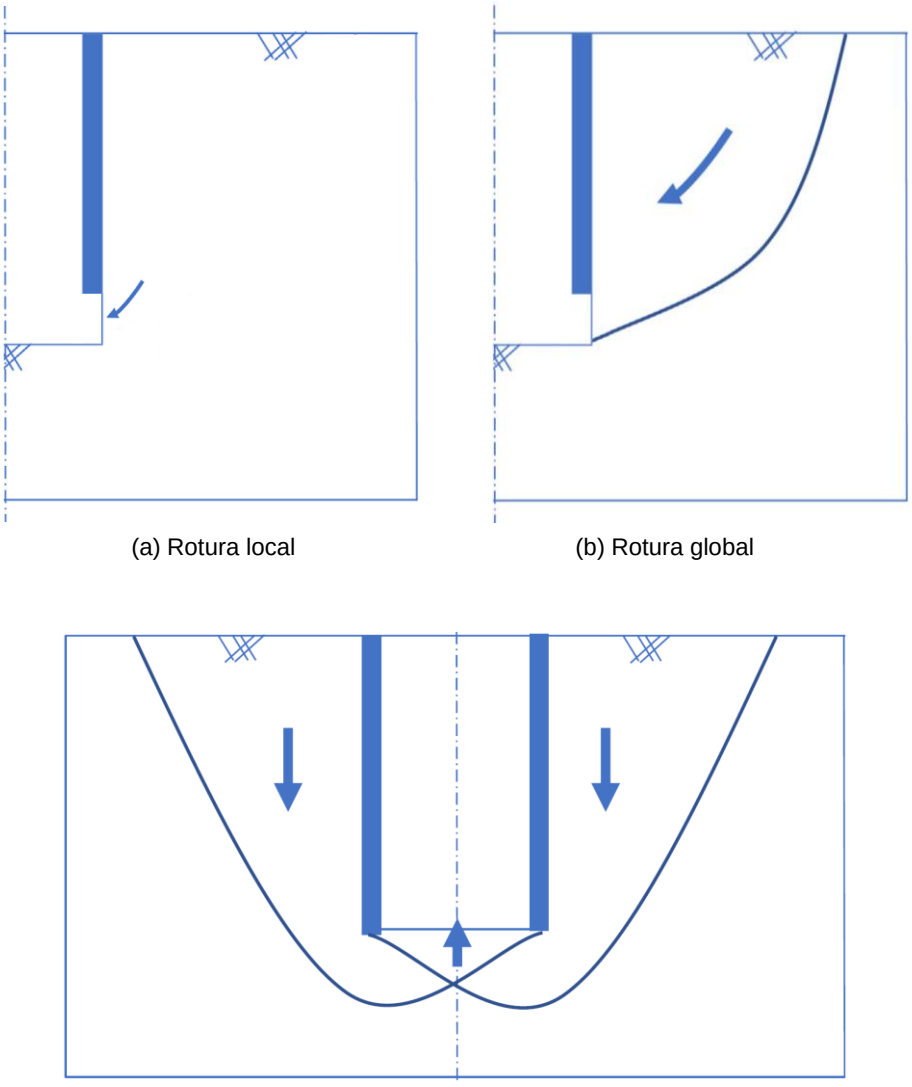
(b) Aplicação do betão projetado



(c) Fim de construção

Figura 25 – Poço da estação Salgueiros, Metro do Porto (Topa Gomes, 2008)

Relativamente à segurança, podem ocorrer basicamente três mecanismos principais de rotura do ponto de vista geotécnico e considerando não haver a hipótese de rotura por deficiência estrutural (Figura 26). O primeiro consiste na formação de uma rotura local, que se caracteriza por uma instabilidade na face da escavação de um determinado nível quando esta face se encontra desconfinada (Figura 26a). O segundo consiste na rotura global, que se caracteriza pela formação de uma cunha instável limitada por uma superfície de cedência capaz de envolver uma grande zona do maciço, alcançando inclusivamente a superfície (Figura 26b). O terceiro mecanismo consiste na rotura de fundo, que se caracteriza por um movimento ascendente na base da escavação, podendo estar igualmente associado a uma rotura global (Figura 26c).



(a) Rotura local (b) Rotura global

(c) Rotura de fundo

Figura 26 – Mecanismos de rotura de poços pelo método de escavação sequencial (adaptado de Le et al., 2019)

Relativamente ao mecanismo de rotura local, é possível que ele ocorra em função de um fator específico ou através da combinação de vários, e culmina sempre na deformação excessiva da frente que se traduz geralmente em queda de material. De entre os possíveis fatores instabilizadores, destaca-se a presença de zonas com heterogeneidade local não mapeadas (zonas muito

intemperizadas, presença de trincas e descontinuidades etc.). A ocorrência de percolação de água do maciço para o poço pela frente em zonas com rebaixamento deficiente pode igualmente conduzir ao desprendimento de material e limitar a capacidade de autossuporte temporário, podendo inclusivamente reduzir a parcela de resistência adicional presente em diversos tipos de maciço por efeito da sucção mátrica. Os fatores que condicionam a rotura global podem ser os mesmos mencionados para o caso do mecanismo local. Contudo, ressalta-se que este mecanismo engloba uma zona significativamente maior do maciço, sendo necessário que ocorra a mobilização da capacidade resistente ao longo de uma superfície de cedência. Conforme discutido anteriormente, a natureza do comportamento dos solos faz com que antes da ocorrência deste tipo de mecanismo de rotura mais gravoso, a estrutura apresente sinais de mau comportamento. Relativamente ao mecanismo de rotura de fundo, sua ocorrência está associada ao alívio de tensões provocado pela remoção do material sobrejacente a base da escavação. Conforme discutido para o caso da técnica construtiva com paredes diafragma, existe também em materiais arenosos a possibilidade de rotura devido a questões hidráulicas que podem ocorrer durante a construção.

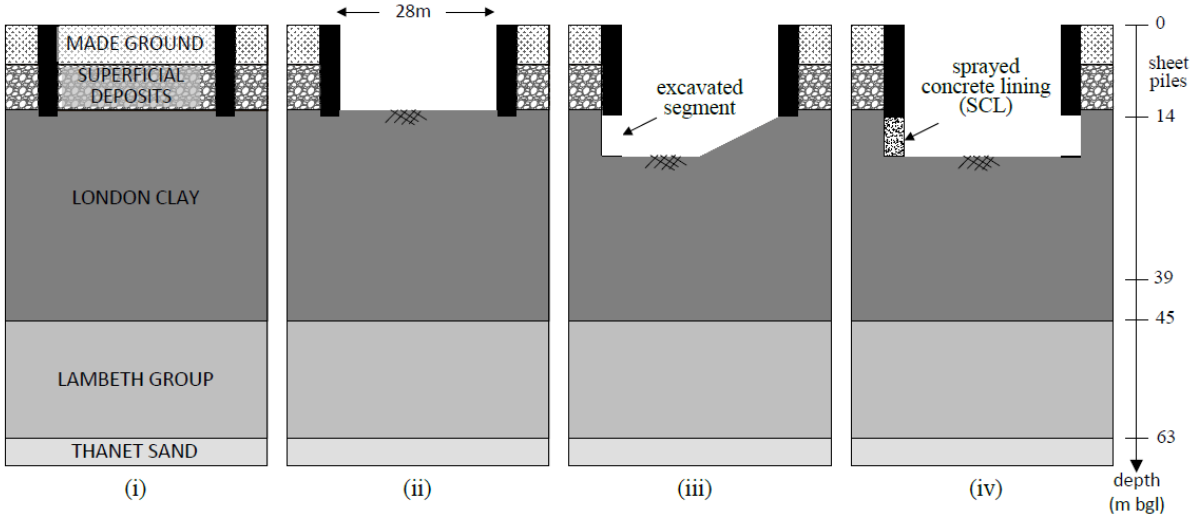
Deve ter-se em consideração que uma ampla campanha de prospecção geotécnica do maciço, a estimativa cautelosa de suas propriedades, a modelação numérica do problema, o acompanhamento atento da frente de escavação e o monitoramento da construção através de instrumentação são fatores importantes para reduzir o risco de qualquer rotura e aumentar as condições de segurança da escavação.

2.4.3. ESCAVAÇÃO MISTA

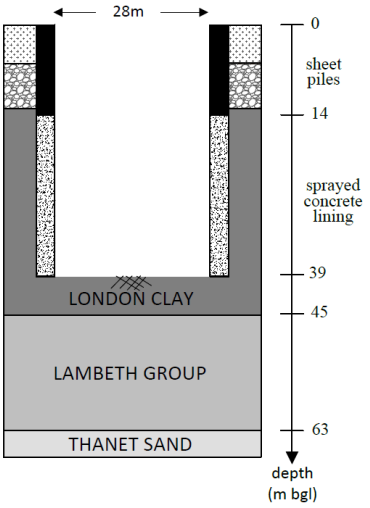
Entende-se por escavação mista a combinação de uma técnica de escavação suportada com outra de escavação sequencial. Faustin (2017) exemplifica o uso combinado das duas técnicas para as argilas de Londres, quando há espessura considerável de depósitos permeáveis acima da camada de argila (*London Clay)* e percolação no maciço.

A Figura 27 apresenta a sequência construtiva de um poço na Limmo Peninsula (Londres), onde os primeiros 14 m de depósitos permeáveis foram executados via escavação suportada (neste caso o suporte utilizado foram estacas prancha) e os restantes 25 m em escavação sequencial (como suporte utilizou-se betão projetado).

As estacas pranchas funcionam como uma barreira impermeável, permitindo a escavação do poço junto a superfície. Já na camada de *London Clay*, como se trata de um solo muito pouco permeável, a construção pode ser feita sequencialmente com aplicação do betão projetado em fase posterior à escavação sem que existissem consideráveis fluxos para o interior da escavação.



(a) Sequência construtiva



(b) Fim de construção

Figura 27 – Poço de Limmo Peninsula em Londres, Reino Unido (adaptado de Faustin, 2017)

2.5. DIMENSIONAMENTO

Faustin (2017) reitera que as duas principais preocupações que se deve ter no dimensionamento de um poço são a garantia da estabilidade e a boa estimativa dos movimentos induzidos pela construção. Para garantir estes dois aspetos podem adotar-se diferentes métodos de dimensionamento, destacando-se os métodos analíticos, os modelos físicos e os métodos numéricos.

2.5.1. MÉTODOS ANALÍTICOS

Janeiro (2018) apresenta uma vasta revisão bibliográfica acerca dos principais métodos analíticos que podem ser utilizados no dimensionamento de um poço. Sua pesquisa confirmou que as teorias clássicas de estimativa de pressão de terras sobre paramentos em estado plano de deformação não são adequadas aos poços circulares, uma vez que nestes as condições de axissimetria e o efeito de arco condicionam a distribuição das pressões de terras atuantes no suporte.

Teorias como as de Rankine e Coulomb podem sobrestimar consideravelmente as pressões no caso dos poços, pois o crescimento linear das pressões com a profundidade não se verifica nas situações reais e ensaios realizados sobre poços circulares. Diversos autores (Terzagui, 1943; Berezantzev, 1958; Prater, 1977; Cheng et al., 2008; Liu et al., 2009) se debruçaram sobre a questão da estimativa das pressões, tendo a maioria dos estudos concluído que após um crescimento inicial a partir da superfície, as pressões tendiam a estabilizar num valor aproximadamente constante em profundidade.

A Figura 28 apresenta um conjunto de resultados apresentados por Pedro (2013) nesta temática, nela sendo comparadas as diferentes propostas existentes na bibliografia para a estimativa das pressões atuantes no suporte de um poço circular. Os resultados mostram que existe uma gama de valores plausíveis, no entanto, é consensual que as pressões atuantes são menores do que as resultantes nos estados de impulso em repouso e ativo (estado plano de deformação) devido ao efeito de arco circunferencial.

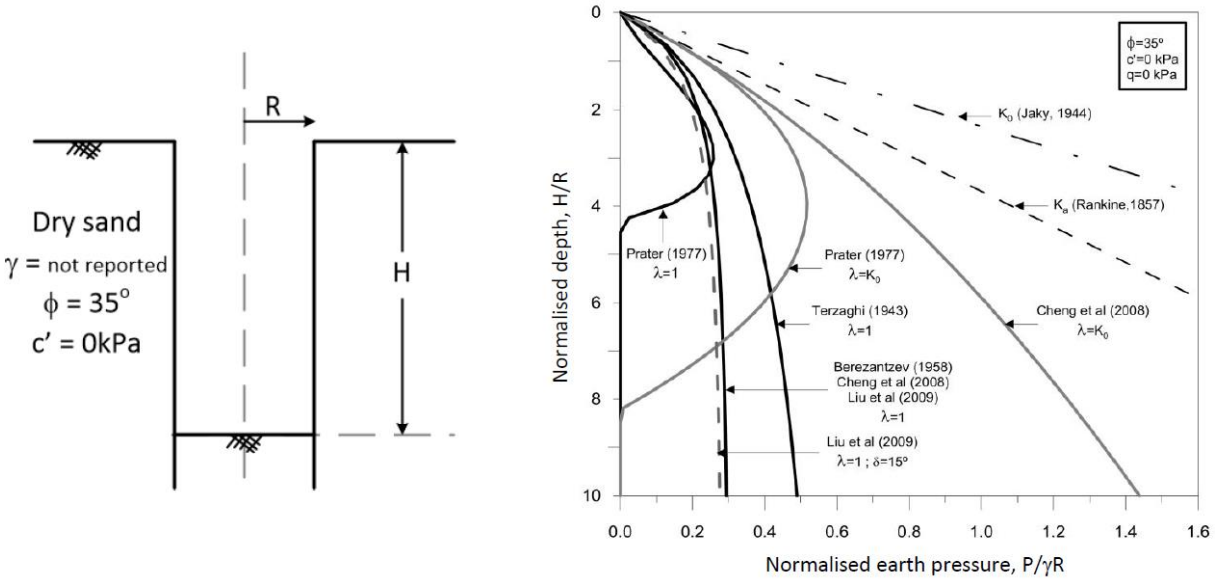


Figura 28 – Curvas de distribuição da pressão atuantes no suporte de poços circulares (Pedro, 2013)

2.5.2. MODELOS FÍSICOS

Janeiro (2018) apresenta um histórico de diversos estudos elaborados a partir de modelos físicos, desde modelos simples a escala reduzida a reais e ensaios de centrifugadora. O autor destaca que a utilização de modelos em escala reduzida tem como limitação o fato de o campo de tensões atuante no modelo ser muito reduzido ao verificado na realidade. Para vencer esta limitação, surgiram os ensaios de centrifugadora que permitem submeter tais modelos a um campo de tensões compatível com o real, favorecendo a reprodução mais adequada dos fenômenos dependentes do peso próprio e forças gravíticas.

Faustin (2017) destaca os trabalhos mais recentes, dentre eles os Chun e Shin (2006), Tobar e Meguid (2011), Kim et al. (2013) e Dival and Goodey (2016). Nestes estudos, para além da análise das pressões atuantes no suporte, foram investigadas questões relacionadas com os deslocamentos induzidos e mecanismos de rotura, bem como realizadas análises paramétricas para aferir a influência de diferentes fatores no comportamento do poço. Contudo, segundo Faustin (2017), nenhum dos estudos foi capaz de propor um método único e adequado a todos os casos para estimar as pressões de terras atuantes no suporte de poços circulares.

Na Figura 29 apresenta-se um ensaio de centrifugadora elaborado por Faustin (2017). Neste estudo, foi simulado a escavação de um poço variando a forma da seção transversal, o método construtivo e o cenário geotécnico. Foram simulados poços circulares e elípticos, construídos pelos métodos de escavação suportada e sequencial, tanto em maciços arenosos quanto em maciços argilosos. O estudo permitiu tirar algumas conclusões acerca do comportamento de poços, nomeadamente dos movimentos e deformações induzidos pela escavação e dos esforços atuantes no suporte. Os resultados dos ensaios foram comparados com resultados de monitorização em campo de um caso real, tendo sido igualmente efetuada uma modelação numérica do problema.

Os resultados medidos durante o ensaio mostraram boa coerência com os resultados da instrumentação medida em campo, indicando que ensaios com centrifugadora são capazes de reproduzir adequadamente o comportamento observado. No entanto, dada a complexidade e limitações destes ensaios, ainda há a necessidade de efetuar mais estudos para se aferir com maiores certezas se os seus resultados podem ser utilizados no dimensionamento.



Figura 29 – Aspectos do Equipamento para Ensaio de Centrifugadora (Faustin, 2017)

2.5.3. MÉTODOS NUMÉRICOS

A modelação numérica é atualmente o método de análise e de dimensionamento mais utilizado dentro da engenharia, pois permite avaliar o comportamento de uma vasta gama de estruturas em diversas condições de contorno. Por esse motivo e associado ao desenvolvimento dos computadores, a utilização de programas de cálculo automático tornou-se uma realidade presente na generalidade dos gabinetes de projeto.

Almeida e Sousa (2020) destaca que as análises numéricas são as únicas que, independentemente do modelo constitutivo, garantem a satisfação de todas as condições de equilíbrio e compatibilidade no domínio e na fronteira. De entre os principais métodos numéricos desenvolvidos, destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) que, segundo Azevedo (2013), tem por objetivo a determinação do estado de tensão e deformação de um sólido de geometria arbitrária quando sujeito a ações exteriores.

Como o projeto de uma estrutura é um processo iterativo que requer sucessivas análises e modificações das suas características originais até que se chegue a uma solução final, repete-se muitos cálculos inúmeras vezes. Com o carregar de um botão, os programas de cálculo automático procedem a resolução de sistemas de equações de forma rápida e precisa, sendo, portanto, uma poderosa ferramenta de cálculo.

Além disso, a modelação numérica permite incorporar diversos fatores nas análises, como por exemplo o fator tempo. Através da simulação do faseamento construtivo, permite avaliar em cada uma das etapas do cálculo os seus resultados e efeitos no comportamento final. Por outro lado, para análises muito complexas, são necessários computadores poderosos e um tempo de processamento elevado para se conseguir atingir uma solução confiável.

A qualidade dos resultados depende principalmente da forma de como os materiais são modelados e dos parâmetros adotados. Em geotecnia, a complexidade do comportamento dos materiais e a variabilidade dos seus parâmetros são muito amplas. Dessa forma, para que seja possível validar os resultados de uma análise numérica, o modelo deve sempre recorrer a meios de comparação com o real. Neste aspecto, o monitoramento durante o processo construtivo é fator chave para a calibração dos parâmetros do modelo.

No caso dos poços, a modelação numérica possibilita simular todo o processo de escavação e construção, permitindo, por exemplo:

- Avaliar a estabilidade global da construção do poço e das estruturas adjacentes a ele;
- Estimar os movimentos induzidos durante e após a construção, bem como limitar a zona de influência da obra;
- Escolher uma solução construtiva mais adequada tecnicamente e/ou economicamente às condições de contorno do projeto ou da obra em detrimento de outra;
- Dimensionar e otimizar o sistema de suporte através da análise dos esforços resultantes das pressões de terras atuantes;
- Realizar estudos paramétricos para perceber a influência dos diversos parâmetros envolvidos, condicionando a melhor caracterização aos mais influentes;
- Dar apoio ao projeto e acompanhamento técnico da obra, identificando as fases mais críticas e prevendo eventuais falhas.

Para tal, existem diversos programas de cálculo automático disponíveis comercialmente, destacando-se entre eles o Plaxis e o RS (2D e 3D). A Figura 30 ilustra a aplicação do Plaxis 3D no projeto do LHC (*Large Hadron Collider*) entre os anos de 2016 e 2020, que envolveu a construção de infraestruturas subterrâneas complexas.

Este projeto consistiu na modelação de um novo poço para dar acesso uma caverna, a partir da qual ligavam-se vários túneis. O dimensionamento da caverna e das interfaces com o poço e galerias foram feitos através de modelação numérica tridimensional para levar em conta a interação entre elas face a forte anisotropia do maciço.

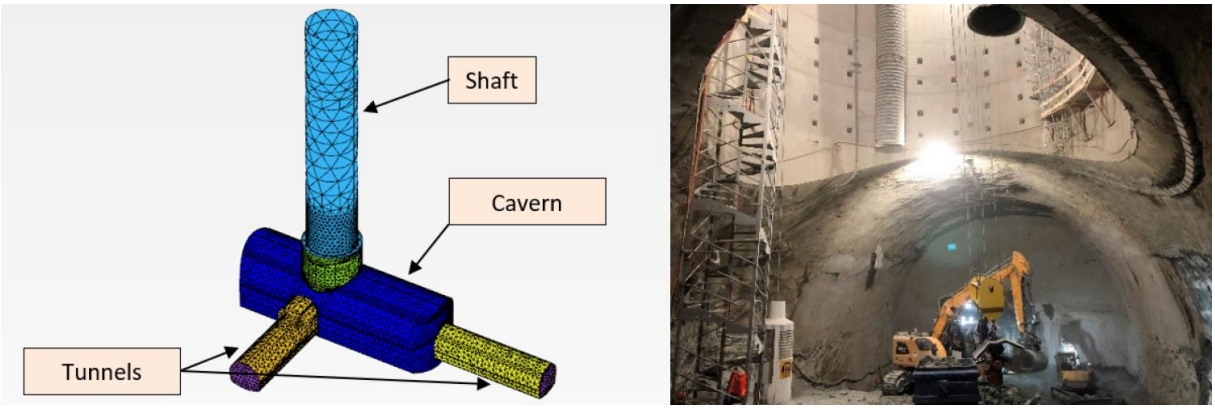


Figura 30 – Poço do LHC modelado com Plaxis 3D (www.terrasol.fr)

Com base na caracterização geológico-geotécnica realizada logo no início da fase de obra, foi possível verificar que os parâmetros iniciais de projeto eram conservadores e a partir dos novos parâmetros, foi possível otimizar o avanço da obra recorrendo a ferramenta de cálculo numérico. Os estudos de retroanálise puderam confirmar que a qualidade do maciço era melhor do que a esperada, permitindo considerar uma maior rigidez e reduzir as pressões sobre o suporte. Isto teve impacto direto também no dimensionamento do suporte, que pôde ser otimizado a nível de espessura e armação.

Em se tratando de uma ferramenta poderosa de cálculo, mas com ainda escassas aplicações ao caso dos poços, é necessário efetuar uma maior investigação para se conseguir definir um comportamento. É neste sentido que os estudos de casos que se seguem no capítulo 3 são de grande utilidade.

3
Estudos de Referência

3.1. INTRODUÇÃO

A Tabela 1 apresenta um panorama geral dos estudos disponíveis na bibliografia em que se analisa o comportamento de poços recorrendo a modelação numérica e a resultados de monitorização.

Tabela 1 – Estudos do comportamento de poços (adaptado de Faustin, 2017)

N.	Referência	Local	Tecnologia Construtiva	Aplicação
1.	Walter and Tarallo (1985)	Zeebrugge, Belgica	Parede diafragma	Obras portuárias
2.	Wong and Kaiser (1988)	Edmonton, Canadá	*Corrugated and Flanged Steel Plates*	Poço teste
3.	Goto and Iguro (1989)	Tokyo, Japão	Parede diafragma	Reservatório
4.	New and Bowers (1994)	Londres, Reino Unido	Escavação mista (estacas prancha e betão projetado)	Poço de acesso
5.	Enami A et al. (1996)	Japão	*Caisson Shaft Sinking*	-
6.	Murarnatsu and Abe (1996)	Japão	Parede diafragma	Reservatório
7.	Ariizumi et al. (2000)	Japão	Parede diafragma	Estação subterrânea
8.	Powderharn (2000)	Londres, Reino Unido	Cortina de estacas secantes	Ensecadeira
9.	Anagnostopoulos and Georgiadis (2002)	Grécia	Parede diafragma	Estação de bombagem
10.	Cabarkapa et al. (2003)	Dublin, Irlanda	Parede diafragma	Dublin Port Tunnel
11.	Morrison et al. (2004)	Londres, Reino Unido	*Segmental Shaft Lining*	Poço de ventilação
12.	McNarnara et al. (2008)	Londres, Reino Unido	*Segmental Shaft Lining*	Poço de ventilação
13.	Marten and Bourgeois (2006)	Nantes, França	Parede diafragma	Estacionamento
14.	Parashar et al. (2007)	Singapura	Parede diafragma	Estação de bombagem
15.	Gerolymos et al. (2007)	Atenas, Grécia	Cortina de estacas tangentes	Entrada de estádio
16.	Topa Gomes (2008)	Porto, Portugal	Escavação Sequencial na Vertical	Metro do Porto - Estação Salgueiros
17.	Bernardes (2010)	Porto, Portugal	Escavação Sequencial na Vertical	Metro do Porto - Estação Marquês
18.	Pedro et al. (2010)	Porto, Portugal	Escavação Sequencial na Vertical	Metro do Porto - Estação Marquês
19.	Cabral Dias (2011)	Porto, Portugal	Escavação Sequencial na Vertical	Metro do Porto - Estação Salgueiros
20.	Cecílio et al. (2010)	Porto, Portugal	Escavação Sequencial na Vertical	Metro do São Paulo
21.	Furlani et al. (2011)	Roma, Itália	Parede diafragma	Metro de Roma
22.	Kim et al. (2013)	Coréia do Norte	Cortina de estacas prancha	Ensaio de campo
23.	Marques et al. (2014)	Rio de Janeiro, Brasil	Parede diafragma	Reservatório
24.	Schwamb et al. (2014)	Londres, Reino Unido	Parede diafragma	Estação de bombagem
25.	Dias et al. (2015)	São Paulo, Brasil	Escavação Sequencial na Vertical	Metro de São Paulo
26.	Faustin (2017)	Londres, Reino Unido	Parede diafragma	Metro de Londres
27.	Fernandes (2017)	Porto, Portugal	Escavação Sequencial na Vertical	Metro do Porto - Estação Salgueiros
28.	Ortigão et al. (2018)	Rio de Janeiro, Brasil	Parede diafragma	Reservatório

Da análise da Tabela 1, observa-se que há poços construídos e estudados em todas as partes do mundo, desde os anos de 1985 até os dias atuais, mas que, no entanto, totalizam apenas 28 casos. Fica evidente que a maior parte deles analisa poços construídos pelo método de escavação suportada com parede diafragma (13 estudos, cerca de metade dos casos). Há também estudos que analisam poços construídos pelo método de escavação sequencial, destacando o método de escavação sequencial na vertical (7 casos).

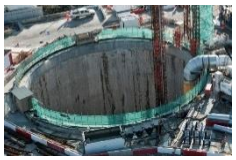
Estes estudos, no geral, analisam as pressões de terras horizontais teóricas e reais atuantes no suporte, comparando resultados obtidos a partir de diferentes métodos de cálculo teórico, fazendo menções aos deslocamentos induzidos no maciço e aos esforços no suporte. Alguns dos estudos discutem a validade de premissas assumidas no cálculo, como, por exemplo, a anisotropia causada pelo processo construtivo (Marten, 2006 e Dias, 2015).

Faustin (2008) afirma que vários estudos envolvendo modelação numérica relatam que o modelo não foi capaz de reproduzir o comportamento real observado dos poços e apresentam limitações. Isto reforça a necessidade de se analisar o comportamento da escavação de poços a luz de resultados de monitorização geotécnica, onde a etapa de calibração do modelo é um passo fundamental para validar os resultados.

Para além dos estudos mencionados, existem outros disponíveis na bibliografia (Adrego, 2014; Farias, 2016 e Belo, 2017) que apresentam análises numéricas e estudos paramétricos comparativos acerca do processo de construção de poços através de diferentes técnicas construtivas. Contudo, estes estudos são mais acadêmicos e não incluem a análise dos resultados da instrumentação da construção dos poços modelados.

De entre os estudos disponíveis na bibliografia, este trabalho selecionou alguns deles para apresentar e discutir seus principais aspectos e conclusões. A escolha teve como critério incluir estudos que analisaram o comportamento dos poços recorrendo à modelação numérica e que tivessem comparação das previsões efetuadas com os resultados medidos em campo. Procurou-se incluir na seleção poços construídos em diferentes localidades e para várias aplicações, geometrias e condições geotécnicas, focando-se essencialmente em duas das principais metodologias construtivas aplicadas ao caso dos poços, nomeadamente a escavação suportada com paredes diafragma e a escavação sequencial na vertical. A Tabela 2 identifica os quatro casos de estudo selecionados.

Tabela 2 – Casos de estudo

Estudo	1	2	3	4
Referência	Marques et al. (2014)	Schwamb (2014)	Cecílio et al. (2010)	Pedro et al. (2010)
Caso	Piscinão da Praça da Bandeira	Estação de Bombagem de Abbey Mills	Estação de Metro Vila Prudente	Estação de Metro Marquês
Imagem				
Local	Rio de Janeiro, Brasil	Londres, Inglaterra	São Paulo, Brasil	Porto, Portugal
Método Construtivo	Escavação Suportada com Paredes Diafragma	Escavação Suportada com Paredes Diafragma	Escavação Sequencial na Vertical	Escavação Sequencial na Vertical

3.2. PISCINÃO DA PRAÇA DA BANDEIRA – RIO DE JANEIRO, BRASIL

O problema de inundações em meios urbanos é uma questão recorrente e atemporal, principalmente em países de clima tropical, onde as chuvas de verão costumam ser muito intensas.

Segundo Duarte et al. (2013), a cidade do Rio de Janeiro tem uma longa história de enchentes causadas pelas fortes chuvas de verão por diversos motivos, sendo que o principal deles recai sobre a complexidade topográfica em que a cidade se insere, dificultando o caminho natural de drenagem das águas pluviais (Figura 31).



(a) 1940 (b) 2010

Figura 31 – Praça da Bandeira no Rio de Janeiro, Brasil

Isto não é uma particularidade de países tropicais. Aprovado em 2015, o Plano Geral de Drenagem da cidade de Lisboa (Portugal) propõe a construção de novas infraestruturas de drenagem na cidade. O projeto prevê não só a criação de diversos túneis, mas também a construção de poços para diversos fins.

Marques et al. (2014) apresenta o caso do reservatório para controle de enchentes construído na Praça da Bandeira no Rio de Janeiro (Figura 32). Este projeto recorreu ao uso de modelação numérica para a concepção do poço, que foi em obra devidamente instrumentado com o principal objetivo de validar os pressupostos considerados no projeto.



Figura 32 – Poço do Reservatório da Praça da Bandeira no Rio de Janeiro, Brasil

Trata-se de um reservatório circular construído com o suporte de uma parede diafragma, possuindo 40 m de diâmetro e 20 m de profundidade. As paredes diafragma foram executadas com equipamento do tipo *Clam-shell* até o topo rochoso (localizado a 30 m de profundidade) e têm 80 cm de espessura. Foi igualmente instalado um suporte adicional de seis vigas internas em betão armado e uma viga de coroamento (denominados anéis de compressão). Em cada junta de painéis, foi executada uma coluna de *jet-grouting* para reforçar a impermeabilidade da parede.

O dimensionamento incluiu a utilização de dois modelos numéricos construidos com recurso ao programa Plaxis. Foi efetuado um modelo 3D para prever o comportamento geotécnico da estrutura e um modelo 2D para efetuar análises acerca da percolação causada pela escavação do poço. A Figura 33 apresenta o modelo 2D, indicando os estratos do perfil geotécnico e a Figura 34 apresenta o modelo 3D, indicando seus principais constituintes.

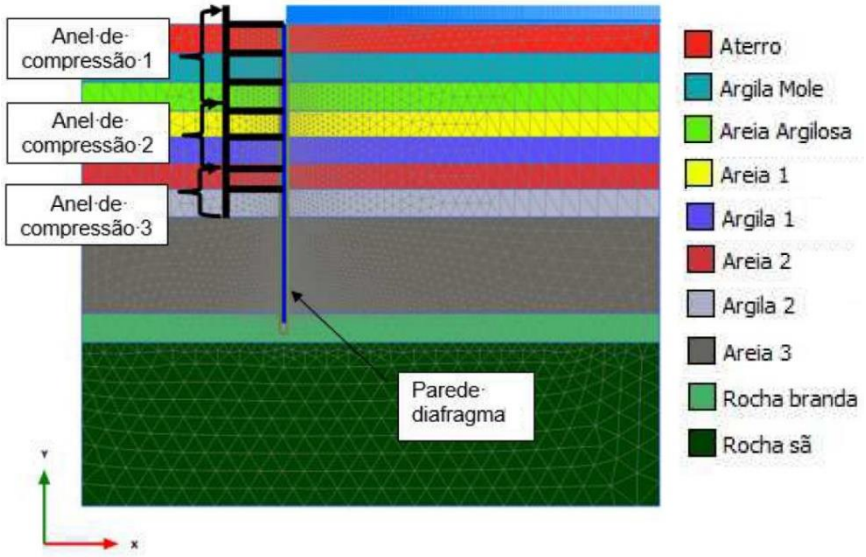


Figura 33 – Modelo 2D do Reservatório da Praça da Bandeira

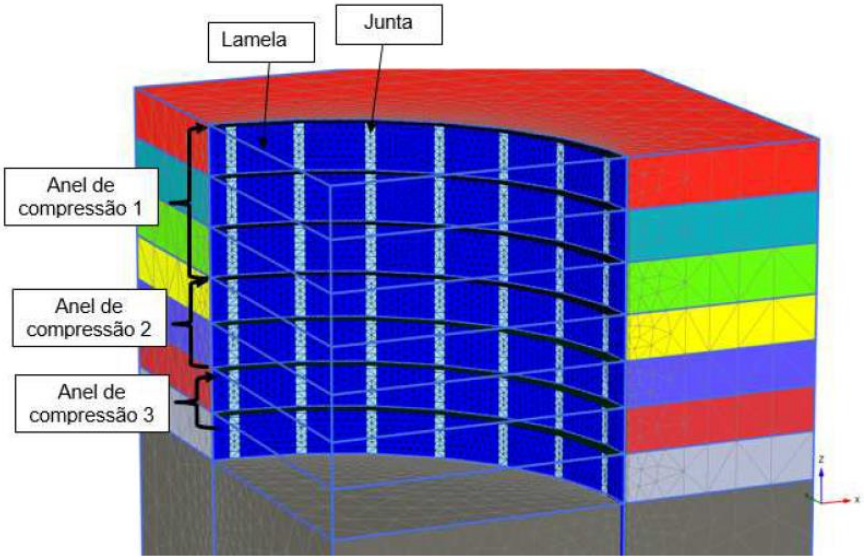


Figura 34 – Modelo 3D do Reservatório da Praça da Bandeira

O modelo 3D tirou partido da bi-simetria do reservatório em relação aos eixos ortogonais, optando-se por modelar apenas ¼ do mesmo. Os paineis, anéis de compressão e as juntas foram modelados com o elemento tipo *plate*, sendo que os parâmetros estruturais das juntas foram reduzidos em x100 em relação aos dos paineis para permitir rotação relativa entre eles. Os modelos constitutivos utilizados foram o HSM (*Hardening Soil Model*) para os solos e *Hoek-Brown* para a rocha. O modelo 2D foi utilizado apenas para realizar análises de fluxo. A Tabela 3 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados para as diversas camadas terrosas e a Tabela 4 apresenta os parâmetros geotécnicos adoptados nos maciços rochosos. Segundo Marques et al. (2008), tratam-se de parâmetros já calibrados via retroanálise.

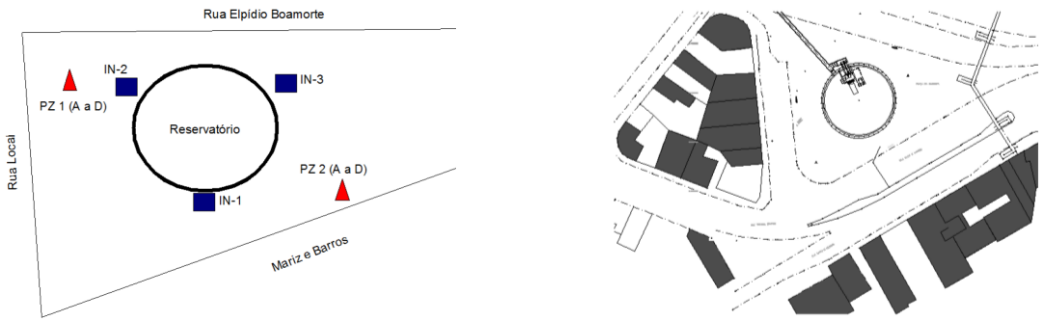
Tabela 3 - Parâmetros geotécnicos dos solos

Solo	γ (kN/m^3)	k (cm/s)	Tipo de drenagem)	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	n	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)
Aterro	17	5E-5		20	20	54	0.5	10	28	0
Argila Orgânica	16	1E-8		3,3	3,3	9	1	3	15	0
Argila Argilosa	18	1E-6	Drenado	33	33	90	0.75	5	22	2
Areia 1	18	1E-3		57,2	57,2	156	0.5	0	33	2
Argila 1	17	1E-7		55	55	150	1	40	55	1
Areia 2	19	2E-4		68,2	68,2	68,2	0.5	0	35	3
Argila 2	17	1E-7		37	37	102	1	25	31	2
Areia 3	19	5E-4		88	88	240	0.5	0	38	3

Tabela 4 - Parâmetros geotécnicos das rochas

Rocha	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	D
Rocha Branda	30	250	26	0.7
Rocha sã	60	250	26	1

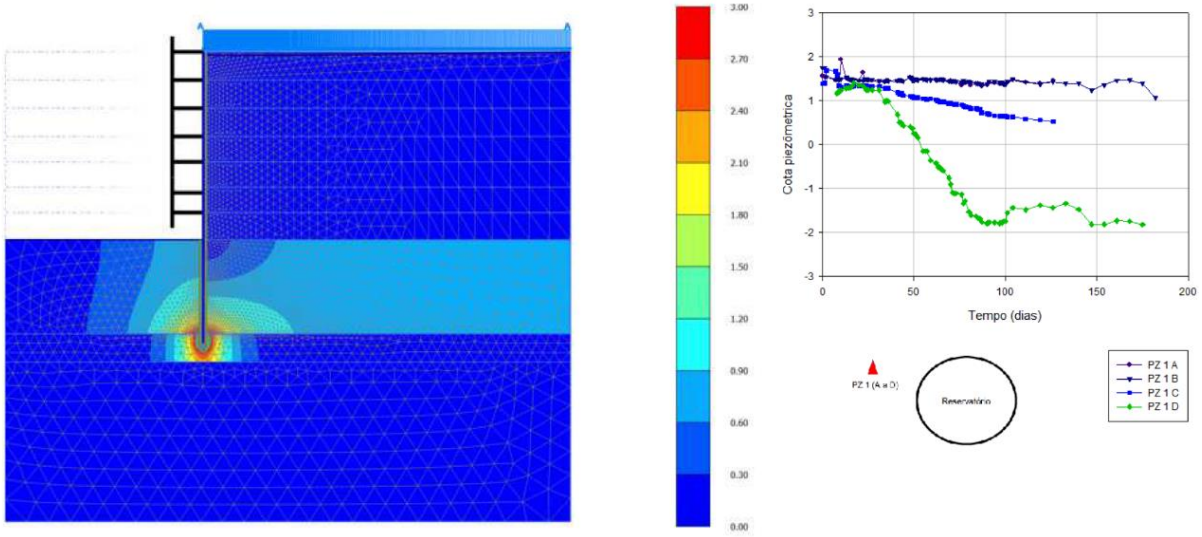
O monitoramento geotécnico da obra contou com três inclinômetros instalados no solo nas proximidades da parede, além de dois conjuntos de piezômetros instalados a diferentes profundidades e alvos topográficos nos edifícios próximos da obra (Figura 35). Segundo Marques et al. (2014), o recalque máximo nas edificações periféricas foi de 1 mm, pois os edifícios estavam relativamente afastados e as condições geotécnicas do terreno não eram das mais adversas.



(a) Localização dos instrumentos de monitoramento (b) Demarcação dos edifícios monitorados (em cinza)

Figura 35 – Monitoramento do Reservatório da Praça da Bandeira

A Figura 36 apresenta os resultados da análise de percolação para a fase final da obra e compara os resultados obtidos com os da monitorização. As leituras do piezômetro 1D (localizado na profundidade do topo rochoso) teve variação na sua cota durante a escavação (percolação) e estabilizou com a execução do fundo do reservatório. Os demais piezômetros não registraram variações importantes.

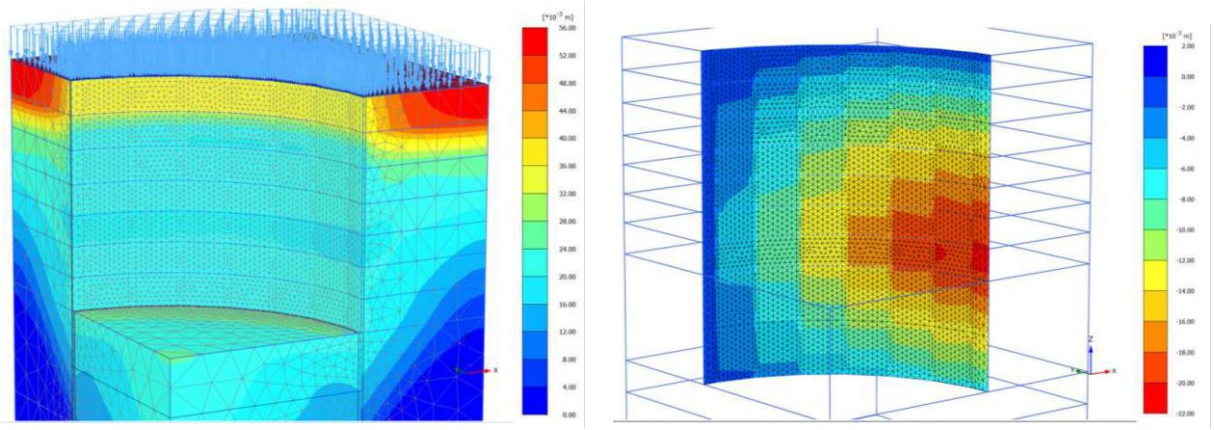


(a) Modelação (b) Instrumentação

Figura 36 – Evolução da percolação na fase final de escavação

Segundo Marques et al. (2014), os ensaios de permeabilidade realizados mostraram que a parede era estanque. Além disso, afirma também que as vazões resultantes da análise de fluxo são da mesma ordem de grandeza das vazões medidas durante a escavação do poço (máximo de 2 m³/dia no final da escavação). As figuras seguintes apresentam alguns dos principais resultados da modelação numérica para a fase final de escavação e comparam com os resultados da monitorização.

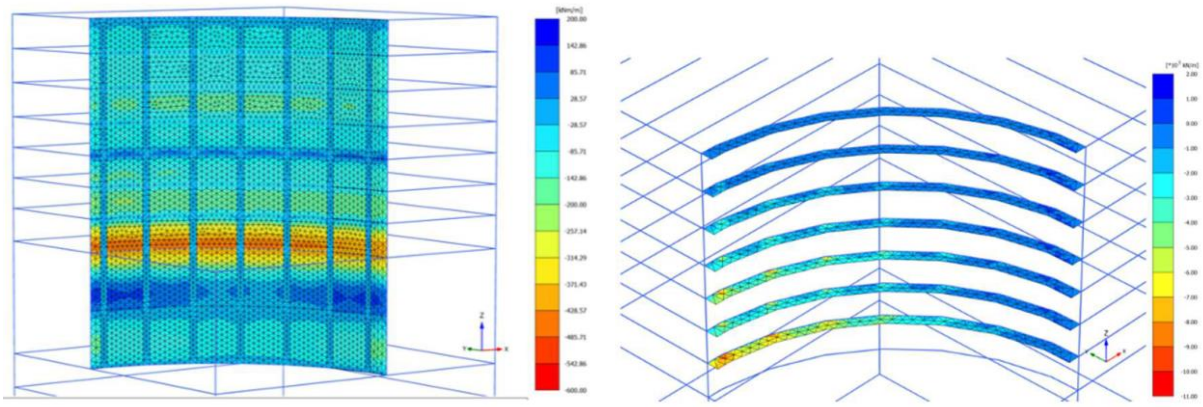
A Figura 37 apresenta os deslocamentos verticais no maciço e os deslocamentos horizontais na parede. Os resultados mostram que os deslocamentos verticais no maciço são maiores a superfície (máximo de 60 mm), enquanto que na parede os deslocamentos horizontais são mais pronunciados nas proximidades próximas a base da escavação (máximo de 20 mm).



(a) Deslocamentos verticais no maciço (máx.: 60 mm) (b) Deslocamentos horizontais na parede (máx.: 20 mm)

Figura 37 – Deslocamentos verticais no maciço e horizontais na parede

A Figura 38 apresenta os esforços de flexão na parede e de compressão nas vigas circunferenciais. Com relação aos esforços de flexão, observa-se o contraste entre os momentos nas juntas (que são nulos para considerar a descontinuidade de armadura entre painéis) e os momentos na proximidade da base que atingiu um máximo positivo de 200 kNm/m e negativo de -600 kNm/m. O esforço de compressão nas vigas atingiu valor máximo da ordem dos 8000 kN/m.



(a) Esforço de flexão na parede (máx.: 200 e -600 kNm/m) b) Esforço de compressão na viga (máx.: 8000 kN/m)

Figura 38 – Esforços de flexão na parede e de compressão na viga

A Figura 39 apresenta uma comparação entre os deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros e os previstos pelo modelo.

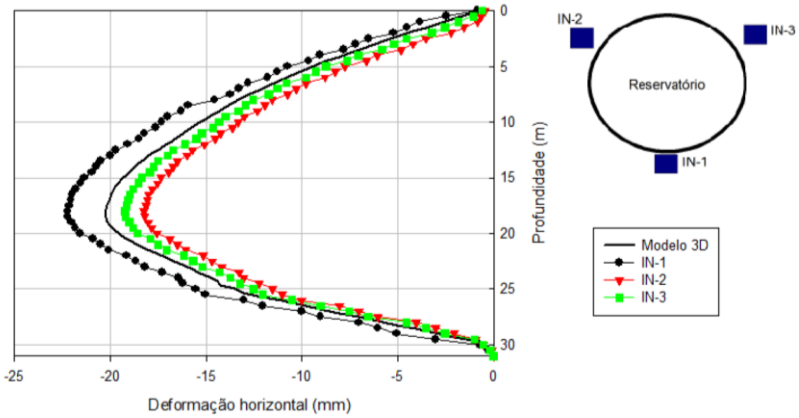


Figura 39 – Comparação entre os deslocamentos horizontais obtidos pelos inclinômetros e pelo modelo numérico

Os resultados mostram que o modelo foi capaz de reproduzir de maneira adequada a forma da curva, assim como a magnitude dos deslocamentos. Os deslocamentos horizontais são praticamente nulos a superfície, atingem um máximo de 22 mm aos 18 m de profundidade (próximo a base da escavação) e diminuem até anularem-se na profundidade da base da parede (aos 30 m).

Este estudo é um caso interessante no tema da modelação de poços, uma vez que o modelo numérico efetuado, após calibrado, foi capaz de representar de forma adequada o comportamento real observado em obra. Fica igualmente evidente a importância da monitorização da obra para permitir a comparação dos resultados numéricos com os medidos.

3.3. Estação de Bombagem de Abbey Mills – Londres, Inglaterra

Schwamb (2014) apresenta o caso de um poço de grandes dimensões criado no âmbito dos projetos de saneamento da cidade de Londres. O sistema de esgoto e drenagem dessa cidade foi concebido há 200 anos atrás, inicialmente projetado para uma população de cerca de 4 milhões de pessoas. O censo de 2011 revelou que a população de Londres era já superior a 8 milhões de pessoas pelo que o sistema se encontra subdimensionado. Além disso, tem-se registrado ao longo dos anos um aumento da ocorrência de chuvas fortes o que, associado ao excesso de áreas impermeabilizadas decorrentes do processo de urbanização, tem causado diversas ocorrências de enchentes.

Como resultado, as descargas de esgotos e águas pluviais no Rio Tamisa aumentaram enormemente, gerando impactos ambientais relevantes. Para reduzir as descargas de transbordamento combinado de esgoto e águas pluviais no rio, desenvolveram-se diversos projetos de drenagem e tratamento de águas residuais para melhorar a qualidade da água do Rio Tamisa.

De entre eles enquadra-se o "*Lee Tunnel Project"*. Este projeto inclui a construção de um túnel de 7 km e 7.2 m de diâmetro localizado a cerca de 75 m de profundidade (o mais profundo de Londres), conectando as estações de bombagem de Abbey Mills às estações de Beckton, onde após tratamento as águas são vertidas no Rio Tamisa. A Figura 40 apresenta um esquema do projeto do túnel que inclui cinco poços de grande diâmetro, entre eles o Poço F da estação de Abbey Mills alvo do estudo.

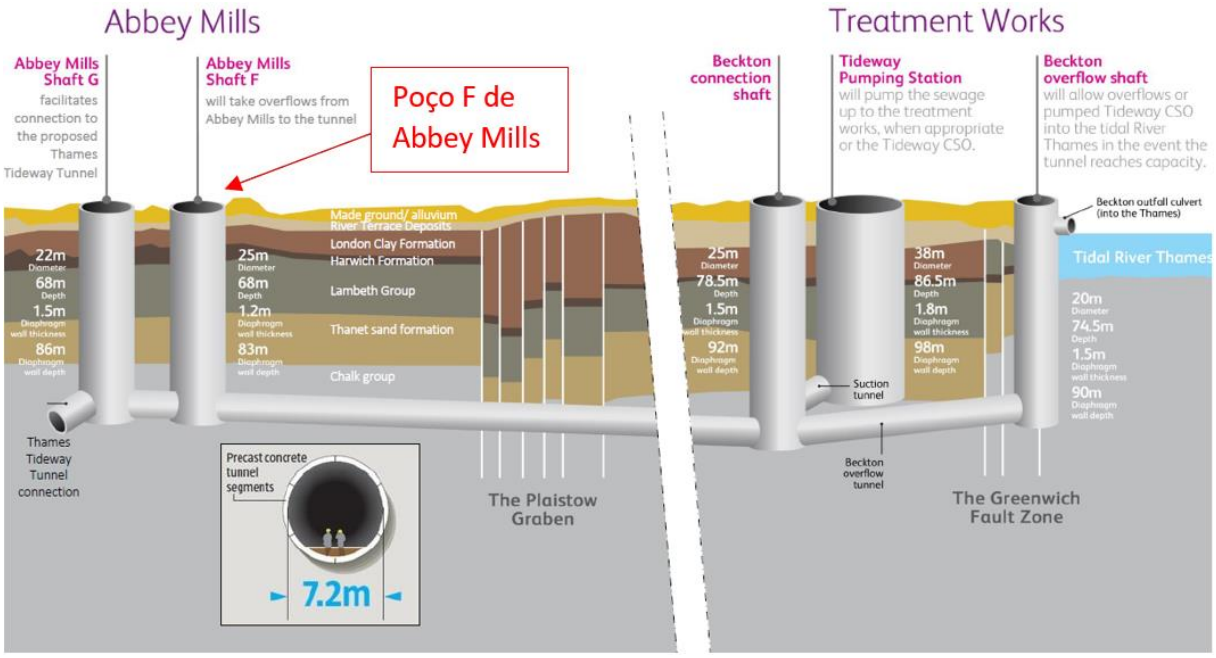


Figura 40 – Esquema do Lee Tunnel Project de Londres (adaptado de Schwamb, 2014)

O Poço F da estação de Abbey Mills possui 30 m de diâmetro externo e 71 m de profundidade. Foi construído pelo método de escavação suportada, sendo as paredes diafragma escavadas com Hidrofresa face à sua grande profundidade. Trata-se de uma parede de 1.2 m de espessura, composta por 20 painéis e penetrando até os 84 m de profundidade (Figura 41).

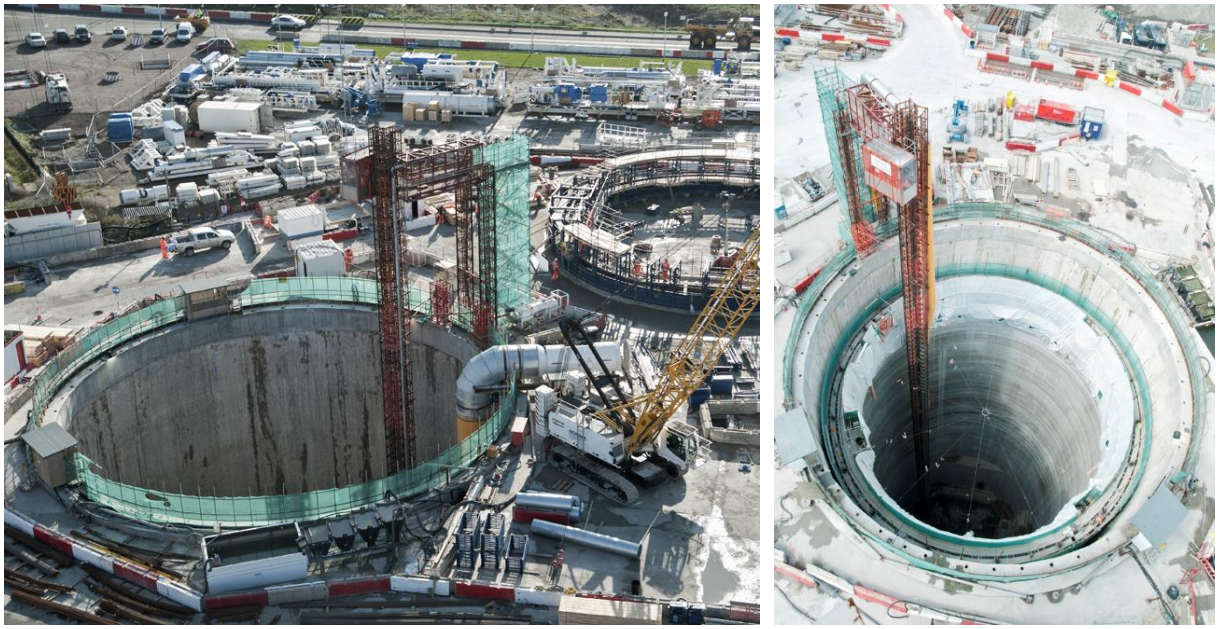


Figura 41 – Poço F da Estação de Bombagem de Abbey Mills, Londres (www.modebest.co.uk)

A Figura 42 apresenta aspectos construtivos do poço e o perfil geotécnico em que se insere. Trata-se de um estrato típico das formações de Londres, atravessando depósitos sedimentares até atingir o estrato rochoso a maior profundidade. Deve salientar-se a ocorrência de um aquífero suspenso próximo da superfície, encontrando-se o nível freático aproximadamente a 24 m de profundidade.

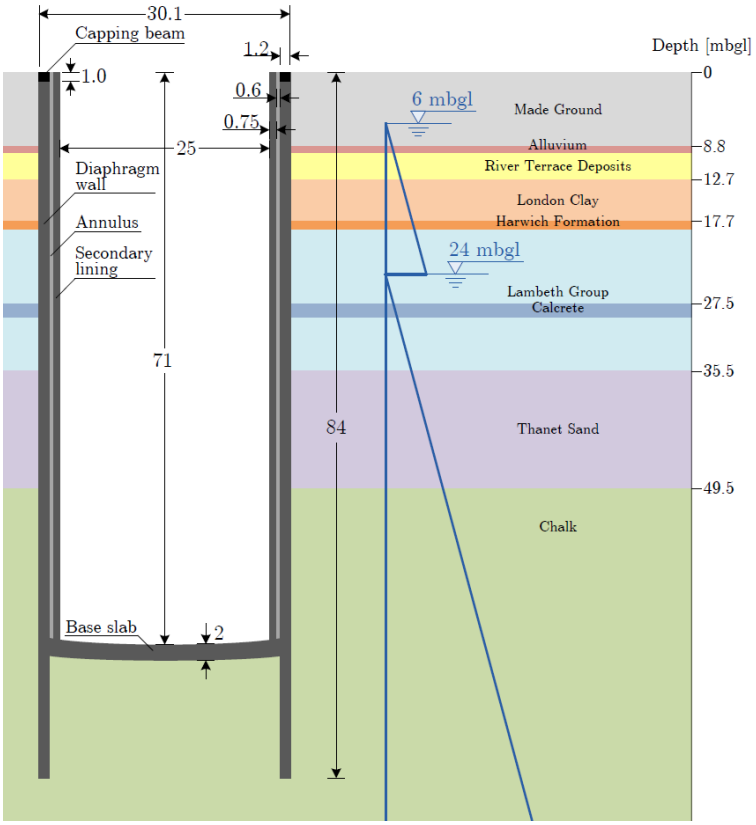


Figura 42 – Aspectos construtivos e perfil geotécnico do poço de Abbey Mills

A construção iniciou-se com a escavação e betonagem dos painéis primários, seguida da execução dos painéis secundários, tendo nesta segunda fase sido escavado parte dos painéis primários para conseguir-se ter juntas limpas entre painéis. Após a conclusão dos painéis, uma viga de cobertura com 1 m de altura por 1.2 m de largura foi construída.

Antes da escavação do interior do poço, procedeu-se ao rebaixamento interno do nível de água, o que permitiu verificar a permeabilidade das paredes e as condições de permeabilidade do maciço rochoso da base. Após a escavação completa do interior do poço, o revestimento secundário foi executado. Este revestimento é constituído por uma laje de fundo com 2 m de espessura e uma parede de 0.75 m de espessura. Por questões de compatibilização de suportes entre o revestimento primário e o secundário, foi deixado um vazio anelar que também foi posteriormente preenchido com calda de cimento própria.

A modelação numérica da escavação aquando do projeto utilizou o programa *Plaxis*, recorrendo a um modelo axissimétrico bidimensional (Figura 43). Para todas as camadas foi considerado um modelo constitutivo com um comportamento linear elástico perfeitamente plástico associado ao critério de rotura de Mohr-Coulomb. As camadas muito finas não foram modeladas explicitamente.

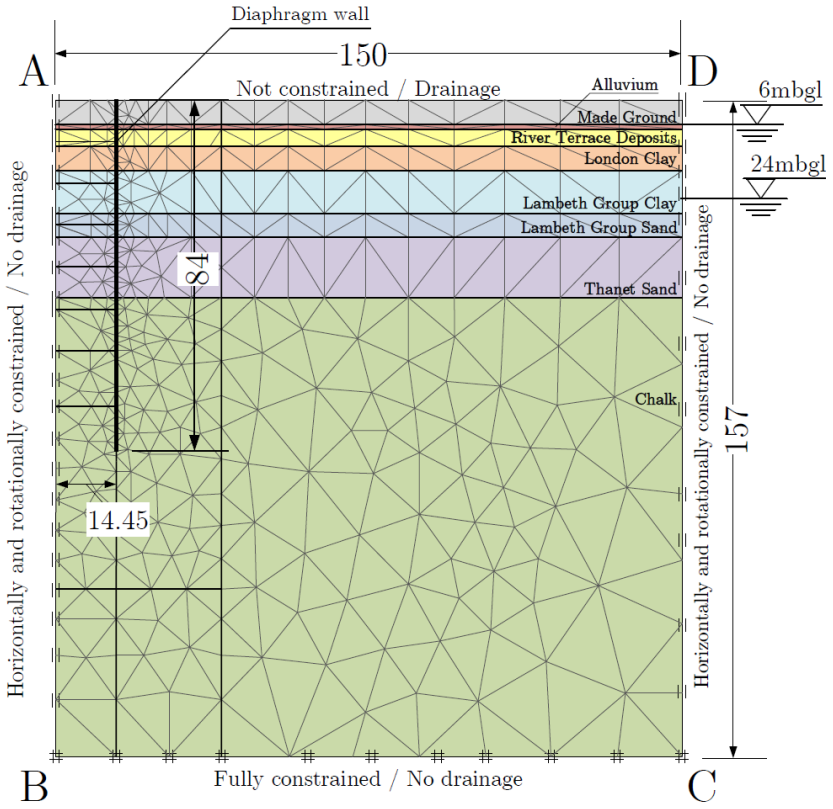


Figura 43 – Modelo numérico axissimétrico do poço de Abbey Mills

A Tabela 5 apresenta os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises numéricas. Segundo Schwamb (2014), estes parâmetros foram definidos com base em ensaios SPT, laboratoriais e a partir de correlações e valores disponíveis na bibliografia.

Os efeitos da instalação das paredes não foram modelados, tendo o estudo procurado incorporar esse efeito através da redução dos coeficientes de impulso em repouso, considerando apenas valores unitários tanto na *London Clay* quanto no *Lambeth Group*.

Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos do poço de Abbey Mills

Stratum	Top Level [mbgl]	γ_{bulk} [kN/m^3]	c_u [kPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]	K_0 [-]	E_u [kPa]	E_d [kPa]	ν [-]
MG	0.0	18.0	n/a	30	0	0.5	n/a	5,000	0.30
Al undr.	6.0	16.0	20.0	n/a	n/a	0.58	6,000	n/a	0.49
Al drained	6.0	16.0	n/a	25	0	0.58	n/a	4,500	0.30
RTD	7.0	20.0	n/a	38	0	0.38	n/a	50,000	0.30
LC undr.	11.0	20.0	115.0	n/a	n/a	1.0	92,000	n/a	0.49
LC drained	11.0	20.0	n/a	25	0	1.0	n/a	69,000	0.20
LGC undr.	17.0	20.0	160.0	n/a	n/a	1.0	128,000	n/a	0.49
LGC drained	17.0	20.0	n/a	27	0	1.0	n/a	96,000	0.20
LGS	27.0	20.0	n/a	40	0	1.0	n/a	80,000	0.20
TS	33.0	21.0	n/a	40	0	1.0	n/a	225,000	0.30
CH	47.0	19.5	n/a	35	20	1.0	n/a	1,500,000	0.25

where γ_{bulk} = Bulk density; K_0 = Lateral earth pressure coefficient; c_u = Undrained shear strength; E_u = Undrained Young's modulus; ϕ' = Eff. stress friction angle; E_d = Drained Young's modulus; c' = Cohesion intercept; ν = Poisson's ratio

A cortina foi modelada como sendo um material elástico linear, com rigidez isotrópica, E = 37 GPa e Poisson de 0.2. A anisotropia da cortina devido as juntas verticais não foi considerada nas análises. A interface entre solo e cortina foi modelada com um modelo elasto-plástico assumindo-se um fator de redução de resistência de 0.8 em comparação com os parâmetros das camadas de solo.

O faseamento definiu etapas de escavação com 10 m de altura até que se atingisse os 60 m de profundidade, sendo a última etapa com uma escavação de 13 m, totalizando 73 m escavados. Para monitorizar a construção do poço foram instalados diversos instrumentos. De entre eles, salientam-se os inclinômetros no solo e nos painéis, marcos superficiais e alvos topográficos (Figura 44).

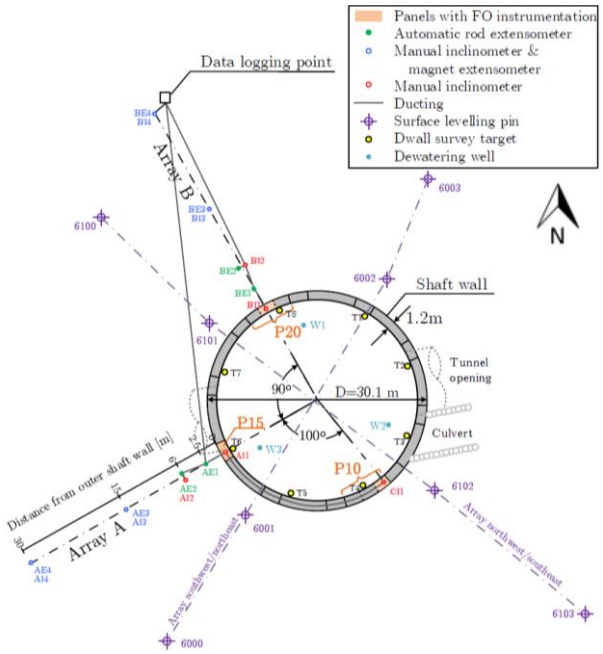


Figura 44 – Instrumentação do poço de Abbey Mills

A Figura 45 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais medidos nos inclinômetros instalados nas paredes e compara com os resultados das previsões da modelação numérica. Os resultados globais do modelo numérico são coerentes com os medidos, quer na forma quer na magnitude dos deslocamentos. Ambos mostram uma tendência de embarrigamento da parede a meia altura, embora se deva notar que os deslocamentos máximos medidos são bastante reduzidos.

Contudo, os inclinômetros B11 e C11 sugerem que, durante as primeiras fases de escavação (até os 21 m), a parede parece comportar-se como uma cortina autoportante, com um maior deslocamento junto à superfície, algo que não é capturado pelas previsões do modelo numérico. Este comportamento também foi observado por Cabarkapa (2003), em que um poço circular construído através de metodologia similar apresentou movimentos típicos de cortinas autoportantes na parte superior da escavação.

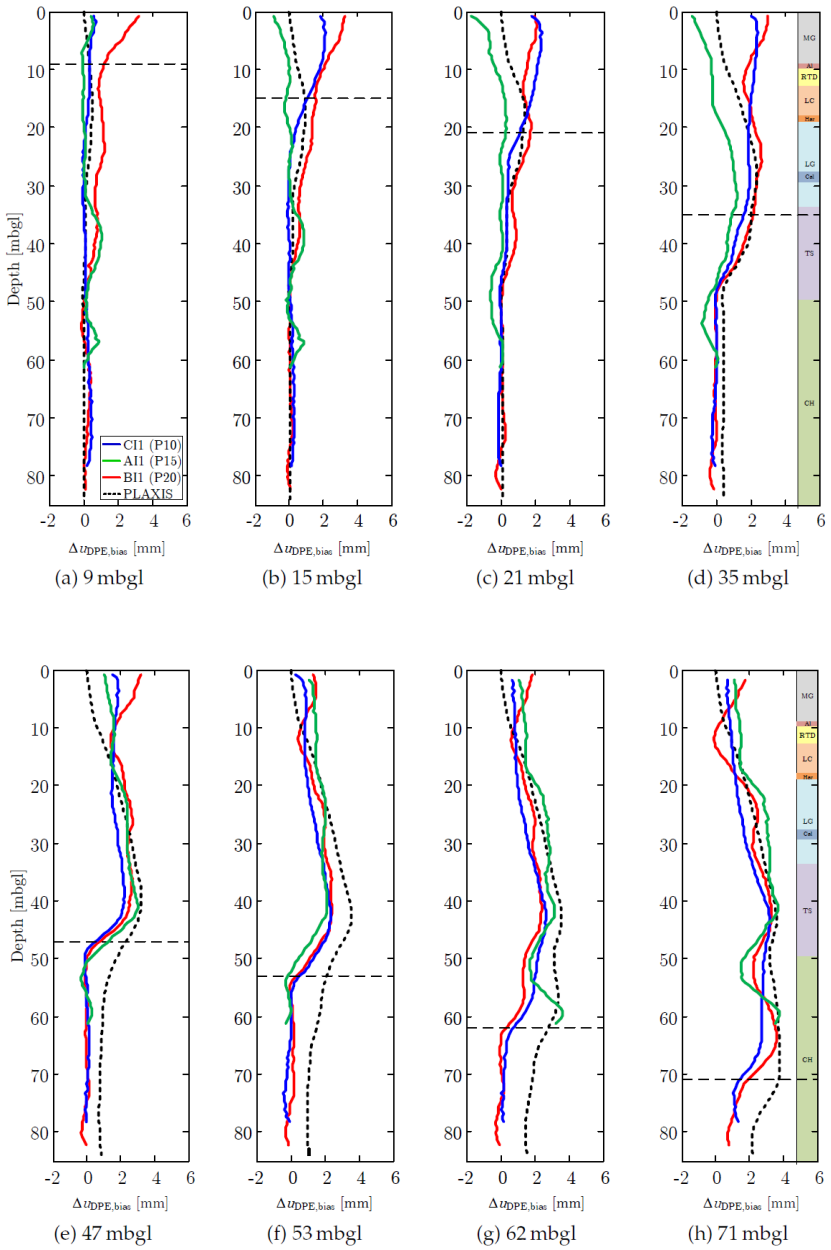


Figura 45 - Deslocamentos horizontais da parede do poço de Abbey Mills

A Figura 46 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais medidos na viga de cobertura, tendo como comparativo a forma original. Os resultados mostram que o poço tendeu a ovalizar no topo, indicando que a viga de cobertura pode não ter funcionado adequadamente como um anel rígido.

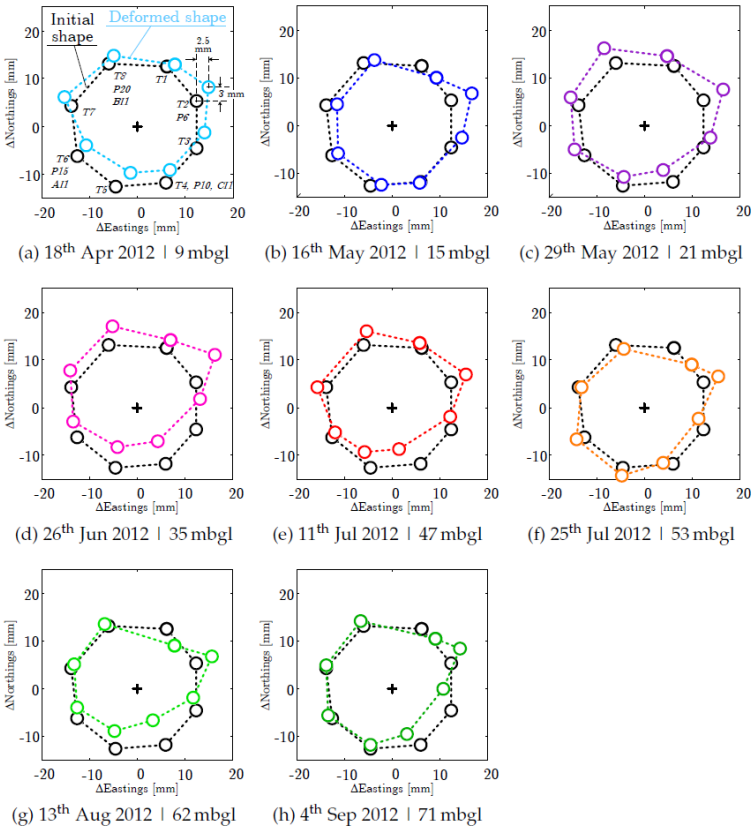


Figura 46 - Deslocamentos horizontais da viga de cobertura do poço de Abbey Mills

A Figura 47 apresenta a evolução dos deslocamentos verticais na viga de cobertura, mostrando que a parede se deslocou para cima, atingindo um máximo da ordem de 10 mm. Este comportamento deve estar associado com o empolamento do maciço causado pelo alívio de pressões durante a escavação. Assim, através do atrito mobilizado na interface com o solo, a parede é empurrada para cima.

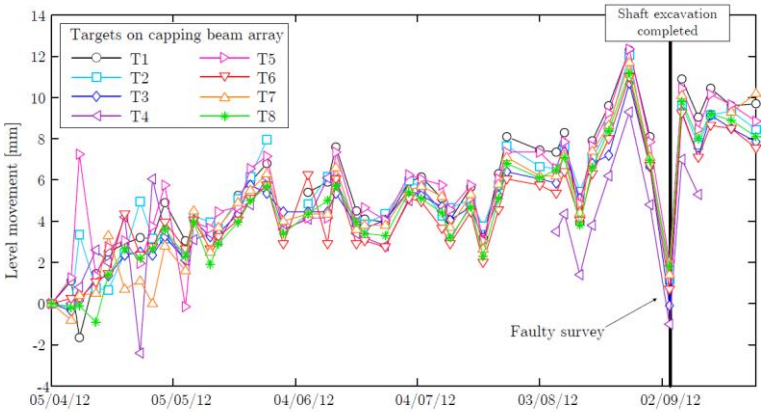


Figura 47 - Deslocamentos verticais da viga de cobertura do poço de Abbey Mills

3.4. ESTAÇÃO DE METRO VILA PRUDENTE - SÃO PAULO, BRASIL

Cecílio et al. (2010) apresentam o caso da Estação Vila Prudente da Linha 2 do metropolitano da cidade de São Paulo, Brasil. A estação é formada por dois poços circulares de grande diâmetro que se interceptam (Poço Norte e Poço Sul) num pórtico estrutural central que tem como objetivo transmitir e distribuir igualmente as cargas dos dois lados. Trata-se de poços circulares idênticos com 42 m de diâmetro e 29 m de profundidade que foram construídos segundo o método de escavação sequencial, tendo sido utilizado betão projetado como suporte primário (Figura 48).



Figura 48 - Poços da Estação Vila Prudente do Metro de São Paulo, Brasil

A sequência construtiva iniciou-se pela escavação completa de um primeiro poço (Poço Sul). Após a execução do revestimento definitivo do primeiro poço, foram construídas as vigas centrais e a laje de fundo (em betão moldado), tendo somente depois se iniciado a escavação do segundo poço (Poço Norte), conforme ilustra a Figura 49.



(a) Escavação do primeiro poço (b) Execução do revestimento definitivo e das vigas centrais

Figura 49 - Sequencia construtiva da estação de Vila Prudente

À medida que a escavação do segundo poço avançou foi necessário demolir parte do revestimento primário presente na interceção com o primeiro poço. Nessa fase, a carga resultante da escavação do segundo poço foi transmitida para as vigas centrais (presentes em três níveis) e para o revestimento definitivo do primeiro poço.

Paredes plásticas de Coullis (mistura de cimento, bentonita e água) foram utilizadas ao redor da escavação para reduzir os efeitos do recalque por adensamento e aumentar a segurança da escavação, além de funcionar como barreira à propagação da pluma de contaminação presente no solo local para o interior da escavação. Foi igualmente implementado um sistema de rebaixamento de nível freático (poços de rebaixamento, drenos de alívio de fundo e drenos radiais nas paredes dos poços), permitindo que a escavação fosse realizada a seco.

A Figura 50 apresenta o perfil geotécnico, indicando a posição dos poços. O maciço é composto por um aterro a superfície (At) e depósitos de sedimentos intercalados de areias (Ar) e argilas (Ag). Na base, encontra-se a rocha alterada (R2/R3) e solo de alteração (S2). O primeiro poço (Poço Sul) se encontra inserido num maciço menos competente que o segundo poço (Poço Norte).

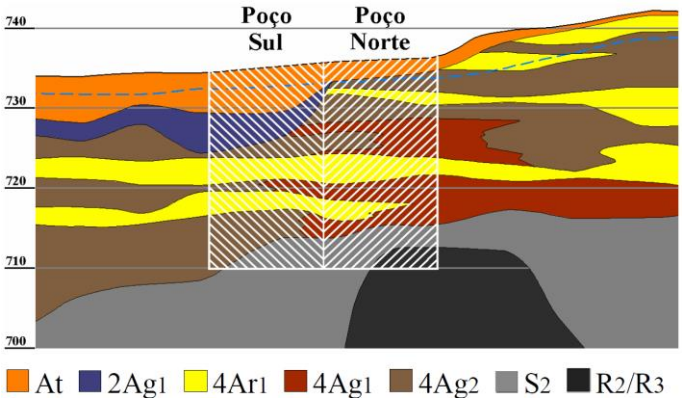


Figura 50 - Perfil Geotécnico da Estação Vila Prudente

O maciço foi modelado como tendo um comportamento linear elástico perfeitamente plástico associado a um critério de resistência de Mohr-Coulomb. Cecílio et al. (2010) consideraram dilatância nula, sendo os parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos a partir de correlações empíricas com ensaios de campo (SPT). A Tabela 6 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados.

Tabela 6 - Parâmetros geotécnicos da Estação Vila Prudente

Substrato	γ (kN/m³)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	φ' (°)	K_0
At	17	5	0,30	10	26	0,60
2Ag1	16	5	0,30	8	20	0,80
4Ar1	19	40	0,30	5	33	0,60
4Ag1	19	50	0,30	40	23	0,80
4Ag2	19	50	0,30	25	27	0,80
S2	21	150	0,30	35	30	0,80
R2/R3	25	600	0,30	200	35	1,00

Os autores citam que os valores adotados são coerentes com os parâmetros obtidos através de retro análise de inúmeros casos de obras da mesma região com cenários geotécnicos similares. Como a escavação foi realizada a seco foi adoptada uma análise em tensões efetivas. A modelação numérica recorreu ao uso de um modelo 3D de elementos finitos (Figura 51).

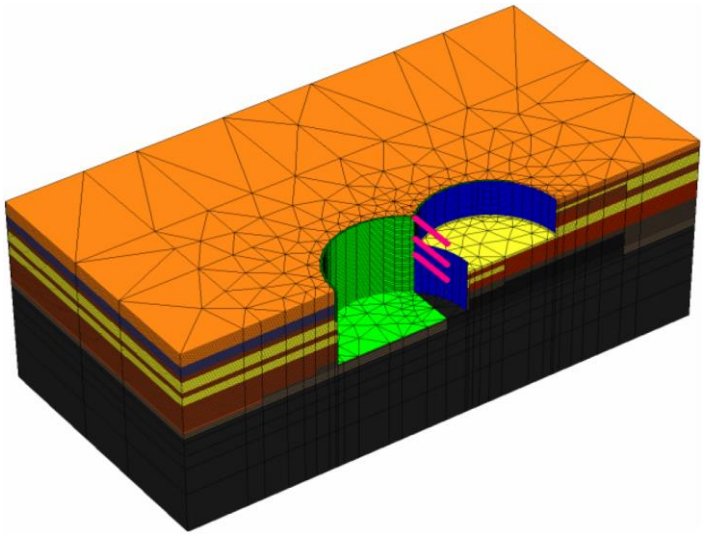
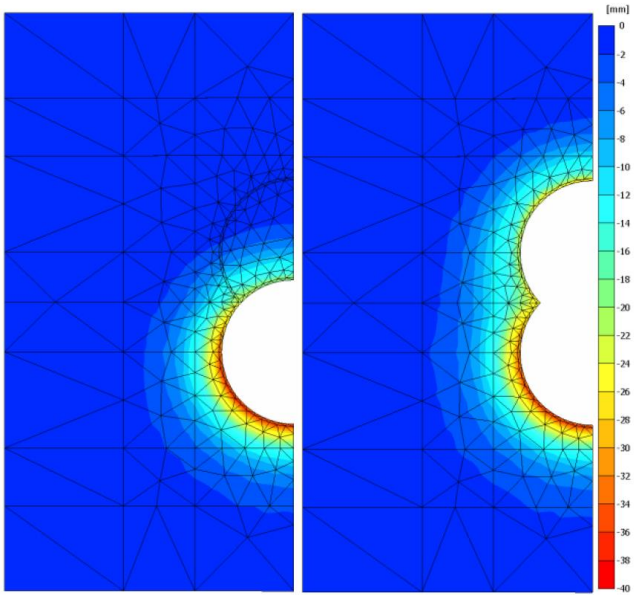


Figura 51 - Modelo numérico da Estação Vila Prudente – São Paulo

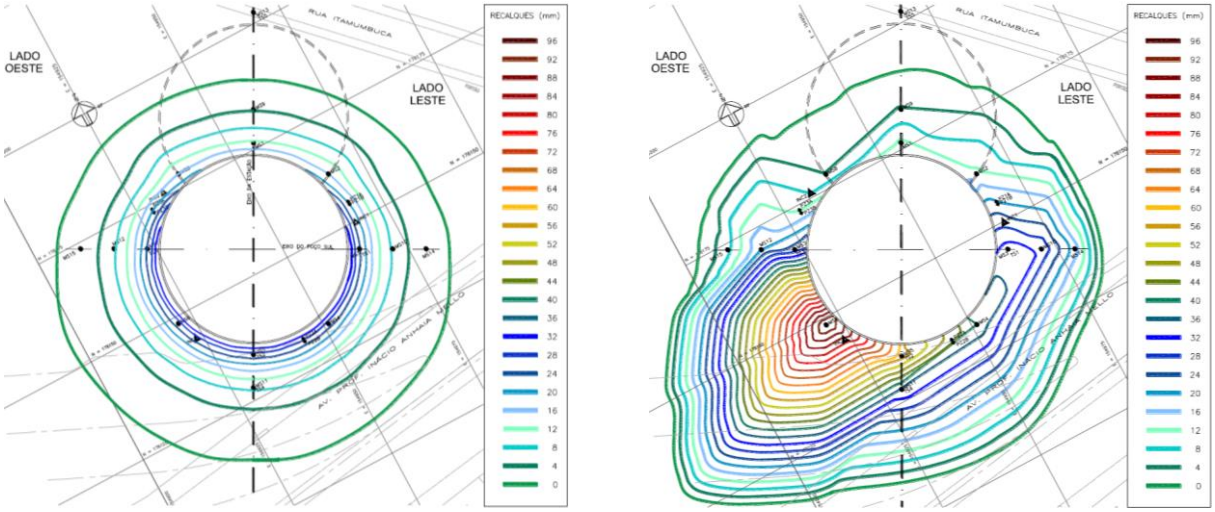
As figuras a seguir apresentam os resultados da retroanálise. A Figura 52 apresenta os recalques à superfície no fim da fase de escavação de cada um dos poços. O modelo elaborado conseguiu reproduzir a diferença de comportamento expectável entre cada um dos poços, uma vez que o primeiro poço (Poço Sul) se encontra inserido num maciço menos competente que o segundo poço (Poço Norte).



(a) Primeiro poço (b) Segundo poço

Figura 52 - Recalques à superfície ao final da escavação

A Figura 53 apresenta as isolinhas de recalque para o fim de escavação do primeiro poço e compara com os resultados medidos em campo. Observa-se boa coerência entre os recalques calculados com os medidos para o lado leste da estação, sendo os resultados máximos com a mesma ordem de grandeza (40 mm). Já para o lado oeste, a instrumentação indica maiores deslocamentos de um ponto próximo ao poço com recalque mais elevado. Cecílio et al. (2010), acreditam que este ponto tenha sido comprometido em obra e possa não representar o resultado real. Contudo, a caracterização geotécnica do maciço aponta para forte heterogeneidade (camadas não horizontais e com propriedades distintas), o que também pode explicar o contraste entre o comportamento real e o proveniente da modelação numérica que apresenta deslocamentos simétricos.



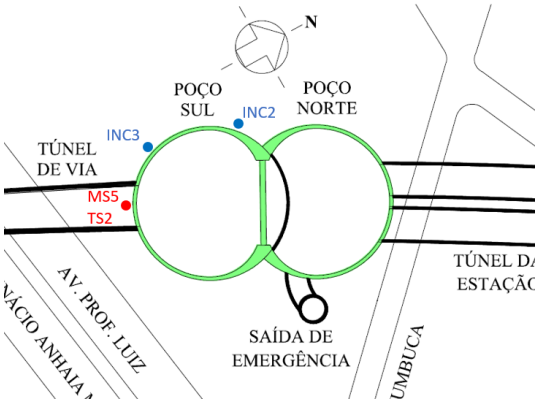
(a) Análise numérica (b) Monitoramento geotécnico

Figura 53 - Isolinhas de recalques a superfície

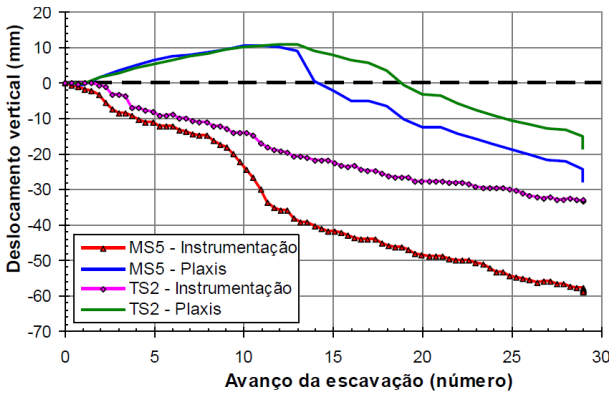
A Figura 54 apresenta os resultados do monitoramento de alguns instrumentos localizados no maciço do Poço Sul e compara com as previsões numéricas.

Com relação aos deslocamentos verticais, a análise numérica previu levantamento do maciço (10 mm) na região onde se considerou a presença de material aluvionar de alta deformabilidade (5 MPa). No entanto, este comportamento não foi verificado em campo, registrando-se apenas assentamentos. Cecílio et al. (2010) indicam que este comportamento possa estar relacionado com a deficiência do modelo constitutivo considerado na análise (elástico linear perfeitamente plástico) não ter em conta o comportamento mais rígido do solo em situação de descarregamento. Apesar disto, verifica-se que a partir do décimo terceiro avanço ambas as curvas teóricas e calculadas são aproximadamente paralelas entre si, indicando incrementos de recalque da mesma ordem de grandeza.

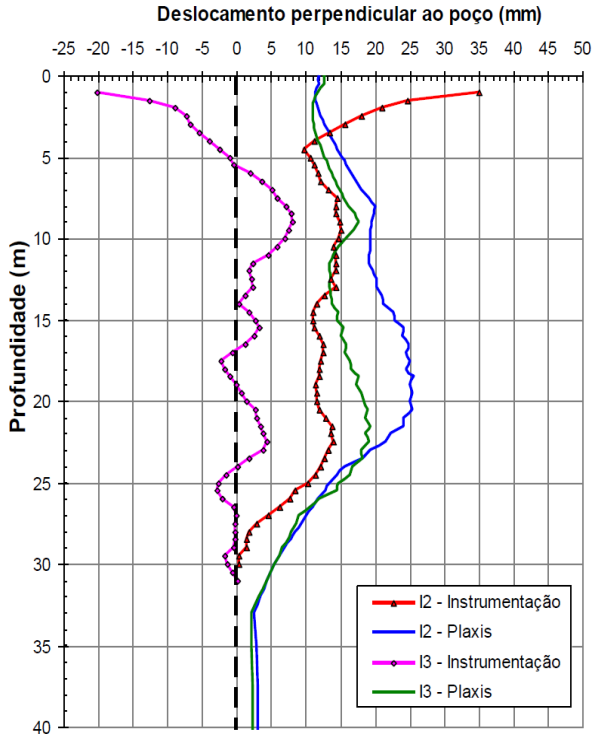
Com relação aos deslocamentos horizontais no final da escavação, a monitorização indicou valores elevados a superfície (primeiros 5 m), o que não foi estimado na análise numérica. Cecílio et al. (2010) indicam que a movimentação de equipamentos e materiais no estaleiro pode ter interferido nas leituras. A forma das curvas se aproxima melhor em profundidade, ainda que a análise numérica tenha sobrestimado a magnitude dos deslocamentos horizontais. Cecílio et al. (2010) sugerem que o maciço apresenta módulos de deformabilidade mais elevados dos que foram admitidos na análise numérica.



(a) Planta de monitorização (adaptada)



(b) Deslocamentos verticais (ao longo da escavação)



(b) Deslocamentos horizontais (fase final de escavação)

Figura 54 - Resultados do monitoramento de instrumentos localizados no maciço do Poço Sul

Apesar dos erros, limitações e simplificações assumidas, pode-se dizer que a modelação numérica tridimensional foi capaz de prever de maneira satisfatória e a favor da segurança o comportamento observado na construção dos poços, validando a metodologia de análise empregue.

3.5. Estação de Metro Marquês - Porto, Portugal

Pedro et al. (2010) apresentam e analisam o caso da estação do Marquês, caracterizado por um conjunto bastante particular de condições geotécnicas, que se vieram a revelar determinantes para se ter observado um comportamento assimétrico durante a construção.

A rede de metro da cidade do Porto é composta de diversas linhas, tendo vários trechos subterrâneos devido à impossibilidade de construção à superfície em algumas zonas. A estação do Marquês localiza-se no centro da cidade, em zona histórica, sob uma praça cercada de árvores antigas de grande porte (Figura 55).



Figura 55 - Acesso a estação do Marquês no Porto

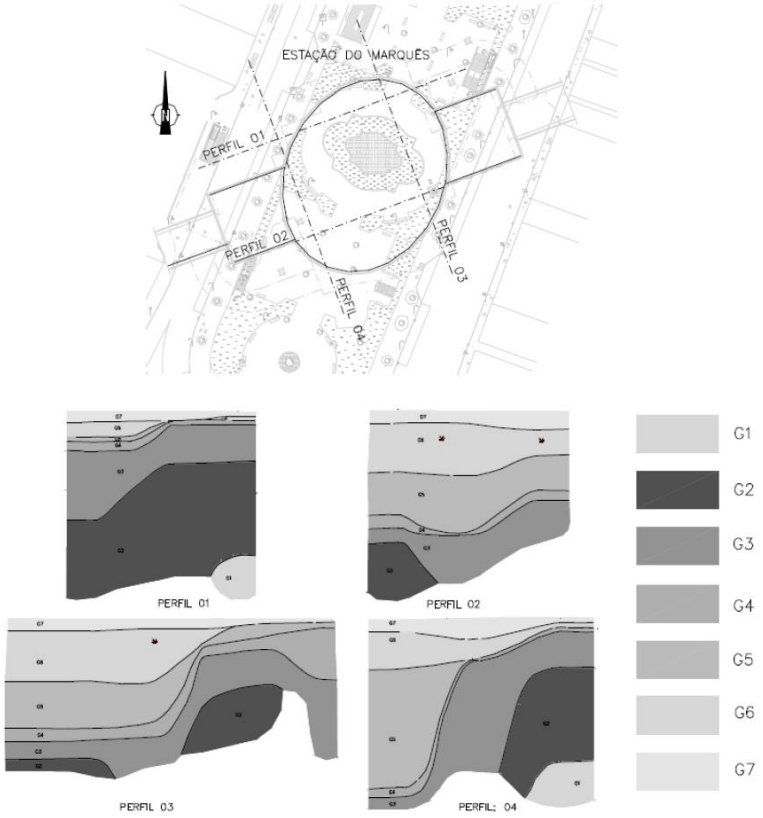
Para preservar o maior número de árvores possível e otimizar os trabalhos, optou-se pela construção de um poço para dar acesso a estação. Trata-se de um poço elíptico com 27 m de profundidade e com 48 m e 40 m de diâmetro dos eixos principais (Figura 56). Além do poço, foi necessário a construção de túneis auxiliares para acomodar as plataformas da estação.



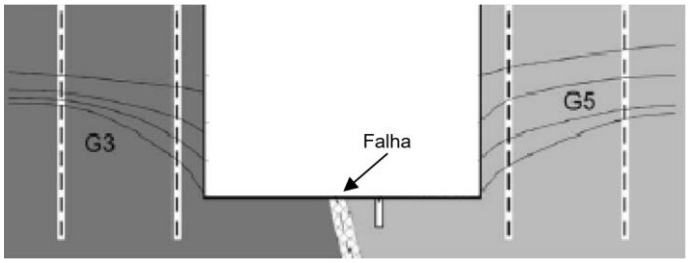
Figura 56 - Poço da estação Marquês do Metro do Porto

A campanha de caracterização geológica-geotécnica incluiu uma série de sondagens mecânicas com coleta de amostras para ensaios laboratoriais, bem como ensaios in situ (SPT, PMT, Lefranc, DMT, Lugeom etc.). Os resultados permitiram observar uma grande heterogeneidade do maciço, típica das formações graníticas do Porto. Este cenário é bastante complexo e de difícil zonamento, o que levou à definição de sete complexos geotécnicos diferentes. O mais resistente correspondia a uma rocha sã (W1) enquanto o mais brando a um solo residual do granito completamente alterado. O nível freático encontrava-se 6 m abaixo da superfície.

Além disso, identificou-se também a presença de uma falha sub-vertical que intersectava o poço quase no seu centro. As prospecções permitiram identificar que o maciço apresentava duas zonas geotécnicas distintas e com comportamentos diferentes, tendo-se do lado Norte um maciço rochoso pouco alterado e do lado Sul um maciço composto por formações mais brandas e alteradas. Estas diferenças introduziram uma assimetria no comportamento global do poço. A Figura 57 ilustra a complexidade geotécnica do maciço em questão.



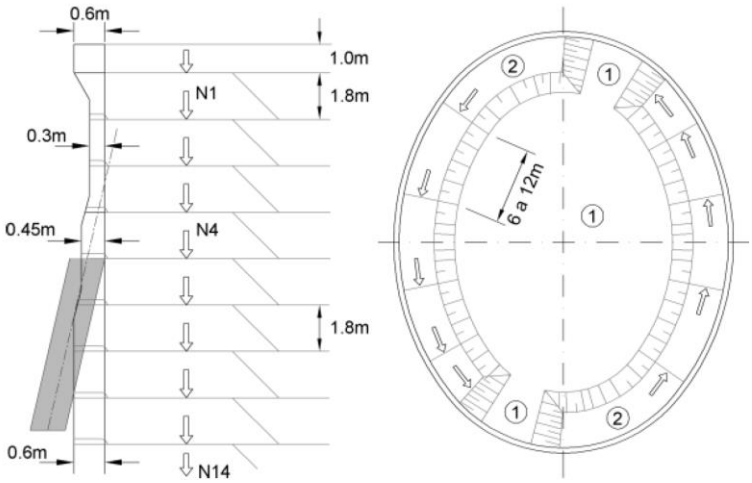
(a) Perfis geotécnicos



(b) Corte transversal

Figura 57 - Complexidade geotécnica do maciço do poço do Marquês (adaptado de Bernardes, 2010)

O método construtivo adotado para a construção do poço consistiu numa escavação sequencial sendo o suporte materializado com betão projetado com fibras e armaduras interior e exterior. A construção iniciou-se pela instalação de uma viga de coroamento em betão armado em todo o perímetro com as dimensões de 1.0 x 0.6 m². Na sequência, a escavação foi realizada por painéis alternados com 1.8 m de altura e 6 a 12 m de comprimento, até se atingir a profundidade dos 27 m, totalizando assim 14 níveis. Nos primeiros 4 níveis foram aplicados 30 cm de espessura de betão projetado, que aumentaram para 45 cm até o sexto nível e passaram a 60 cm até o final da escavação (Figura 58).



(a) Vertical (b) Horizontal

Figura 58 - Esquema do faseamento construtivo

A Figura 59 apresenta aspectos do interior da escavação, onde drenos horizontais foram instalados para rebaixar o nível de água e reduzir a pressão sobre o suporte.

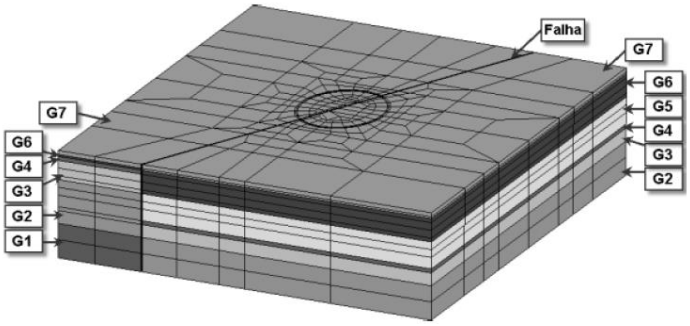


Figura 59 - Aspectos do interior da escavação

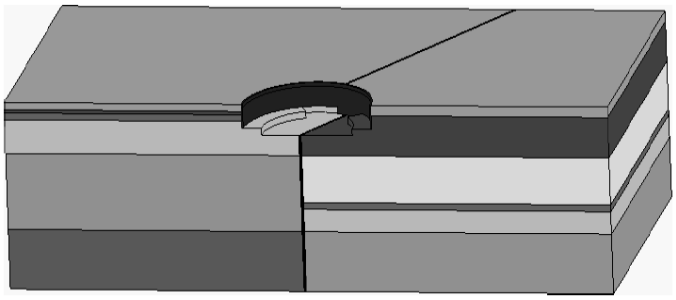
Com o avanço das primeiras fases de escavação, observou-se uma evolução acelerada das deformações no lado Sul (mais brando), o que levou a que fossem executadas colunas de *jet-grouting* neste lado para melhor controlar os deslocamentos. Assim, aos 8 m de profundidade, ou seja, 4º nível, foi realizada uma fiada inclinada de colunas com 1 m de diâmetro e 6 m de comprimento (Figura 58).

A retroanálise numérica foi elaborada com o uso do programa de elementos finitos UCGeoCode (UCGC) da Universidade de Coimbra, recorrendo-se a um modelo 3D por forma a conseguir modelar adequadamente as inúmeras condições de assimetria geotécnicas e geométricas da obra. O faseamento executivo resultou em um total de 86 fases de cálculo.

Apesar da complexidade do modelo, algumas simplificações foram adotadas para viabilizar as análises. De entre elas, salienta-se que a falha foi simulada através de uma fiada de elementos sólidos, dividindo o modelo na vertical. Para os estrados, as camadas foram consideradas simplificadamente como sendo horizontais (Figura 60).



(a) Malha



(b) Corte vertical na fase 21

Figura 60 - Modelo numérico da Estação Marquês

O comportamento dos materiais (geotécnicos e *jet-grouting*) foi simulado admitindo um modelo elástico perfeitamente plástico com a rotura controlada pelo critério de resistência de Mohr-Coulomb, tendo o suporte sido simulado admitindo um comportamento elástico linear. Dada a dificuldade de definir parâmetros para cada zonamento, Pedro et al. (2010) procederam a um estudo de retroanálise procurando aferir o comportamento observado com os resultados numéricos. O nível de água foi desconsiderado, dada a instalação de drenos no maciço ao longo da escavação, o que permitiu efetuar as análises em tensões efetivas. A Tabela 7 e a Tabela 8 apresentam os parâmetros adotados no modelo.

Tabela 7 – Parâmetros geotécnicos do modelo da Estação Marquês

Complexo	Modelo	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	ν	K_0
G7	Mohr-Coulomb	19	0	28	20	0.3	0.50
G6	Mohr-Coulomb	19	0	32	30	0.3	0.50
G5	Mohr-Coulomb	20	20	36	90	0.3	0.65
G4	Mohr-Coulomb	21	50	40	300	0.3	0.65
G3	Mohr-Coulomb	23	200	45	500	0.3	0.80
G2	Mohr-Coulomb	23	250	45	8000	0.3	0.80
G1	Mohr-Coulomb	23	350	45	15000	0.3	0.80
Falha	Mohr-Coulomb	19	0	28	20	0.3	0.50

Tabela 8 – Parâmetros do suporte da Estação Marquês

Sustimento	Modelo	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	ν
Viga coroamento	Linear-elástico	25	-	-	20000	0.25
Betão projectado	Linear-elástico	25	-	-	10000	0.25
Jet-grouting	Mohr-Coulomb	21	250	40	350	0.20

O monitoramento da obra incluiu a instalação de inclinômetros, piezômetros, medidores de nível de água e pontos topográficos para controle de deslocamentos. Para fins de comparação dos resultados da instrumentação (I) com os resultados da modelação numérica (CB), os autores apresentaram os resultados dos deslocamentos de quatro alvos topográficos (P1, P2, P3 e P4) situados a dois níveis de profundidade diferentes (Nível 1 e 6) bem como os resultados dos quatro inclinômetros (I1, I2, I3 e I4) nas duas direções principais (A e B). A Figura 61 apresenta a planta de instrumentação da Estação Marquês.

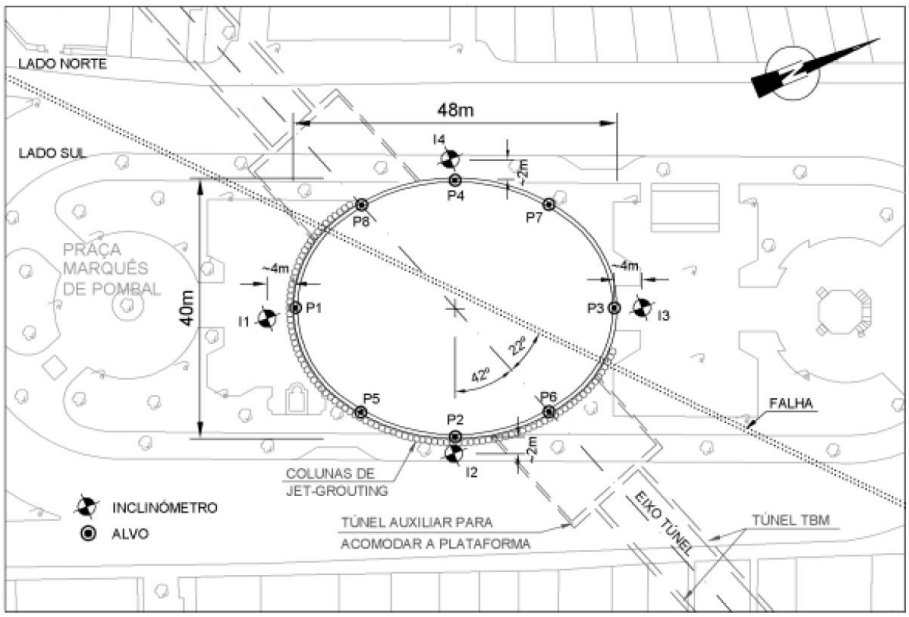
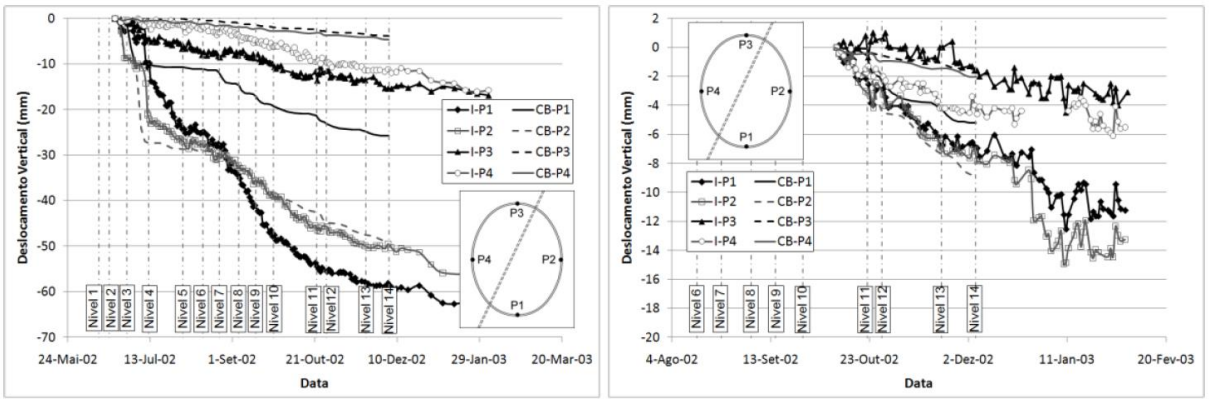


Figura 61 - Planta de instrumentação da Estação Marquês

A
Figura 62 apresenta os resultados dos deslocamentos verticais dos alvos. Diferentes magnitudes se observam entre cada um dos lados do maciço, sendo maiores no lado sul onde o maciço é mais brando. O cálculo numérico foi capaz de traduzir esta diferença, embora haja discrepâncias, principalmente no ponto P1 do nível 1. Este ponto apresentou maiores deslocamentos na instrumentação do que na modelação. Os autores justificam que tais discrepâncias podem estar associadas à simplificação da modelação da falha, uma vez que também os materiais próximos a ela apresentam fracas características geotécnicas e tal não foi tido em conta na modelação.

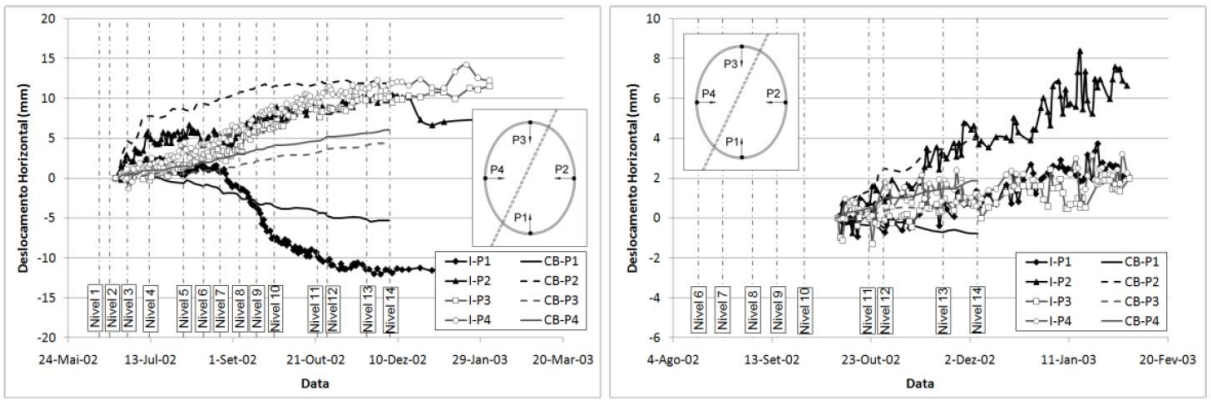
Outro aspecto interessante de se aludir é a presença das fiadas de *jet-grouting* no lado sul. A partir do momento que são instaladas no nível 4 e tendo seu comprimento até o nível 7, verifica-se que a evolução dos deslocamentos verticais desacelera até que voltam a aumentar no nível 8.



(a) Nível 1 (b) Nível 6

Figura 62 - Deslocamentos verticais

A Figura 62 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais. O cálculo numérico apresentou tendências similares às medidas, ainda que com magnitudes um pouco diferentes. Em termos globais, os deslocamentos obtidos numericamente são menores do que os medidos em campo. Verifica-se também no ponto P1 as maiores diferenças, provavelmente pelos mesmos motivos apresentados anteriormente para os deslocamentos verticais.

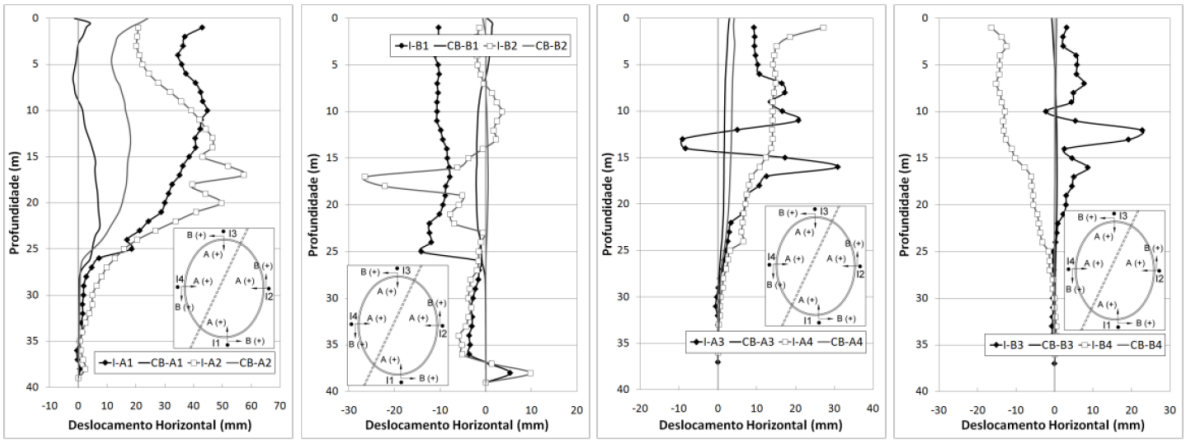


(a) Nível 1 (b) Nível 6

Figura 63 - Deslocamentos horizontais

A Figura 64 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais observados em profundidade. O cálculo numérico apresenta as mesmas tendências dos deslocamentos observados em obra na direção A (radial), ainda que com magnitudes inferiores, sendo os deslocamentos do lado Sul significativamente maiores do que os observados no lado Norte.

Com relação aos deslocamentos na direção B (circunferencial), o cálculo não apresenta deslocamentos ao contrário da instrumentação que indica alguma movimentação.



(a) Sul-A (b) Sul-B (c) Norte-A (d) Norte-B

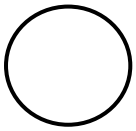
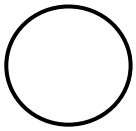
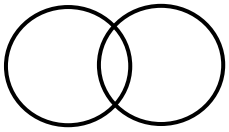
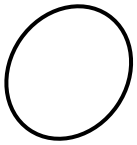
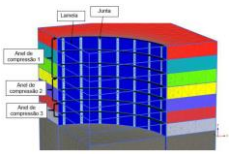
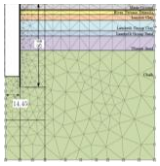
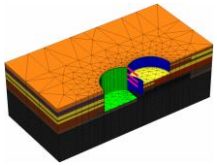
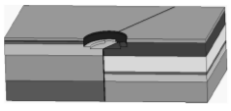
Figura 64 - Deslocamentos horizontais em profundidade

O estudo permitiu constatar que a modelação numérica tridimensional foi capaz de reproduzir de maneira satisfatória o comportamento global do poço durante a sua construção. Mesmo em condições geológico-geotécnicas de grande complexidade, a utilização de modelos constitutivos simples pareceu não comprometer significativamente os resultados.

3.6. COMENTÁRIO GERAL

A Tabela 9 apresenta um resumo das principais características dos quatro casos estudados.

Tabela 9 – Resumo das características gerais dos casos estudados

Estudo	1	2	3	4
Referência	Marques et al. (2014)	Schwamb (2014)	Cecílio et al. (2010)	Pedro et al. (2010)
Caso	Piscinão da Praça da Bandeira	Estação de Bombagem de Abbey Mills	Estação de Metro Vila Prudente	Estação de Metro Marquês
Imagem				
Forma				
Geometria	1 Poço Circular (D = 40 m) (Prof. = 20 m)	1 Poço Circular (D = 30 m) (Prof. = 68 m)	2 Poços Circulares (D = 42 m) (Prof. = 29 m)	1 Poço Elíptico (D = 48 m / d = 38 m) (Prof. = 27 m)
Local	Rio de Janeiro, Brasil	Londres, Inglaterra	São Paulo, Brasil	Porto, Portugal
Aplicação	Reservatório	Reservatório	Metropolitano	Metropolitano
Metodologia Construtiva	Escavação Suportada	Escavação Suportada	Escavação Sequencial	Escavação Sequencial
Tipo de suporte	Parede diafragma	Parede diafragma	Betão Projetado	Betão Projetado
Espessura do Suporte	Constante 0.8 m	Constante 1.2 m	Variável Máx.: 0.7 m	Variável Máx.: 0.6 m
Equipamento	*Clam-shell*	Hidrofresa	-	-
Junta	Reforçada com colunas de jet-grouting	Escavadas e Betonadas	-	-
Rebaixamento de NA	Não	Não	Sim	Sim
Monitoramento Geotécnico	Inclinômetros Piezômetros Alvos Topográficos Marcos Superficiais	Inclinômetros Piezômetros Alvos Topográficos Marcos Superficiais Extensômetros Fibra Ótica	Inclinômetros Piezômetros Alvos Topográficos Marcos Superficiais Extensômetros	Inclinômetros Piezômetros Alvos Topográficos Marcos Superficiais
Modelo Numérico	3D (1/4 geometria)	2D (axissimétrico)	3D	3D
Imagem				
Programa de Cálculo	Plaxis 2D e 3D	Plaxis 2D	Plaxis 3D Foundation	UCGeoCode
Modelo Constitutivo	*Hardening Soil Model*	Elástico Perfeitamente Plástico	Elástico Perfeitamente Plástico	Elástico Perfeitamente Plástico
Critério de Rotura	Mohr-Coulomb e Hoek-Brown	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb

Os casos analisados apresentam um vasto conjunto de particularidades, pelo que cabe ressaltar algumas semelhanças e diferenças. Os dois primeiros casos são poços que têm a função de serem reservatórios e que foram construídos usando o mesmo método construtivo, ainda que com recursos a equipamentos diferentes. Ambos foram executados com escavação suportada com paredes diafragma, embora o Piscinão (caso 1) tenha utilizado na sua execução um equipamento mais simples (*Clam-shell*) e uma parede menos espessa enquanto que na Estação de Abbey Mills (caso 2) se tenha utilizado um equipamento mais robusto (Hidrofresa) e uma parede mais espessa. Por esse motivo, existem diferenças importantes quanto à rigidez teórica de cada um deles. No caso da Estação de Abbey Mills, a rigidez global do suporte é mais elevada, principalmente devido à forma como as juntas entre painéis foram executadas. Já no caso do Piscinão, apesar do controle da execução das juntas ser mais difícil, a utilização de vigas circunferenciais e de colunas de *jet-grouting* conferiram uma rigidez adicional ao poço que não é de todo desprezável.

No caso dos dois últimos casos apresentados (casos 3 e 4), ambos construídos segundo os princípios do método da construção sequencial e utilizando um suporte em betão projetado, é de se notar que, ao contrário do verificado nos anteriores, as condições de assimetria predominam, tanto na forma da escavação quanto nas características do maciço. Contudo, ainda que estes sejam poços bem maiores do que os primeiros e que o sistema de suporte tenha sido menos robusto (uma vez que fazem maior uso da capacidade resistente do maciço), os movimentos induzidos pela escavação também são relativamente pequenos, ainda que maiores que os primeiros. Convém ressalvar que nos poços construídos por escavação sequencial recorreu-se ao rebaixamento de nível de água do maciço, pelo que as alterações significativas do estado de tensão efetiva do maciço devidas a esse rebaixamento certamente também contribuíram para o aumento dos assentamentos à superfície.

Com relação aos modelos constitutivos utilizados para simular o comportamento do maciço observa-se que mesmo um dos mais simples (como o linear elástico perfeitamente plástico com critério de resistência de Mohr-Coulomb), desde que os parâmetros sejam devidamente calibrados, é capaz de reproduzir resultados aceitáveis tendo em conta a complexidade da estrutura. Os poços dos casos 1 e 2 foram modelados tirando partido da simetria geométrica do poço, tendo os autores dos estudos optado por modelar de forma simplificada apenas uma fração do modelo 3D no caso do primeiro e adotando um modelo axissimétrico no caso do segundo. No entanto, os resultados do monitoramento apresentados no caso 2, mostraram que, apesar das condições favoráveis à adoção de um modelo simplificado, existiu uma assimetria durante o processo construtivo, provavelmente devido a heterogeneidades existentes no maciço. Dessa forma, em se tratando de situações cujas condições de assimetria se fazem muito marcantes, independentemente da forma da escavação (como no caso dos estudos 3 e 4, cujas condições geotécnicas do maciço são muito heterogêneas), o uso de modelos 3D parece mais adequado. Portanto, pode-se dizer que a modelação numérica foi capaz, em termos gerais, de representar de maneira adequada o comportamento dos poços observado durante o processo de construção. Fica evidente a importância da monitorização geotécnica durante o processo de construção e a aferição de parâmetros através de ensaios para uma boa convergência entre as previsões numéricas e os resultados medidos, assegurando a segurança e qualidade dos projetos e construção de poços.

Em análise preliminar, parece razoável do ponto de vista técnico que se tivesse considerado a aplicação do método de escavação sequencial na vertical também para o poço do caso 1 (Piscinão). Ainda que o maciço não fosse muito competente, técnicas de melhoramento associadas ao rebaixamento de NA talvez permitissem a aplicação deste método. O mesmo já não se pode dizer para o poço do caso 2 (Estação de Abbey Mills), pois trata-se de um poço com quase 70 m de profundidade com NA próximo à superfície, não sendo factível rebaixá-lo externamente ao poço para a aplicação do método

sequencial. Por outro lado, é razoável do ponto de vista técnico a aplicação de escavação suportada com paredes diafragma também aos poços dos casos 3 e 4, mantendo-se as respectivas geometrias, maciços e condições de fronteira. Contudo, o impacto da utilização desta técnica em detrimento daquela que foi adotada se refletiria, muito provavelmente, em menores deformações do maciço à custa de maiores gastos na construção que poderiam não compensar.

É neste contexto que se inserem os estudos dos capítulos seguintes, onde se pretende analisar tendo como referência um caso real o comportamento de um poço, recorrendo à modelação numérica para comparar estas duas metodologias distintas de construção, avaliando suas adequabilidades e impactos no comportamento do poço.

4

O Poço WA2 – *Dublin Port Tunnel*

4.1. INTRODUÇÃO

A cidade de Dublin, capital da Irlanda, cresceu significativamente desde que ingressou na União Europeia. A sua população aumentou consideravelmente, pelo que o centro urbano da cidade também sofreu um forte processo de densificação.

Dublin é uma cidade praticamente única na Europa por ter o principal porto do país localizado dentro do próprio centro urbano da cidade. Para escoar as mercadorias que circulavam entre o porto e restante do país, era necessário que o intenso tráfego rodoviário cruzasse vias no interior da cidade, causando grandes impactos na mobilidade urbana.

Como parte do Plano Nacional de Desenvolvimento do Governo Irlandês, foi criado nos anos 2000 o projeto do *Dublin Port Tunnel* (DPT), o maior projeto de transporte rodoviário da história do país. O projeto contou com a construção de um túnel duplo para conectar diretamente o Porto de Dublin (no lado leste da cidade) às autoestradas nacionais M1 e M50 (ao norte), desviando assim do centro da cidade a maior parte do tráfego pesado de mercadorias (Figura 65). A Figura 66 apresenta uma imagem aérea do Porto de Dublin.

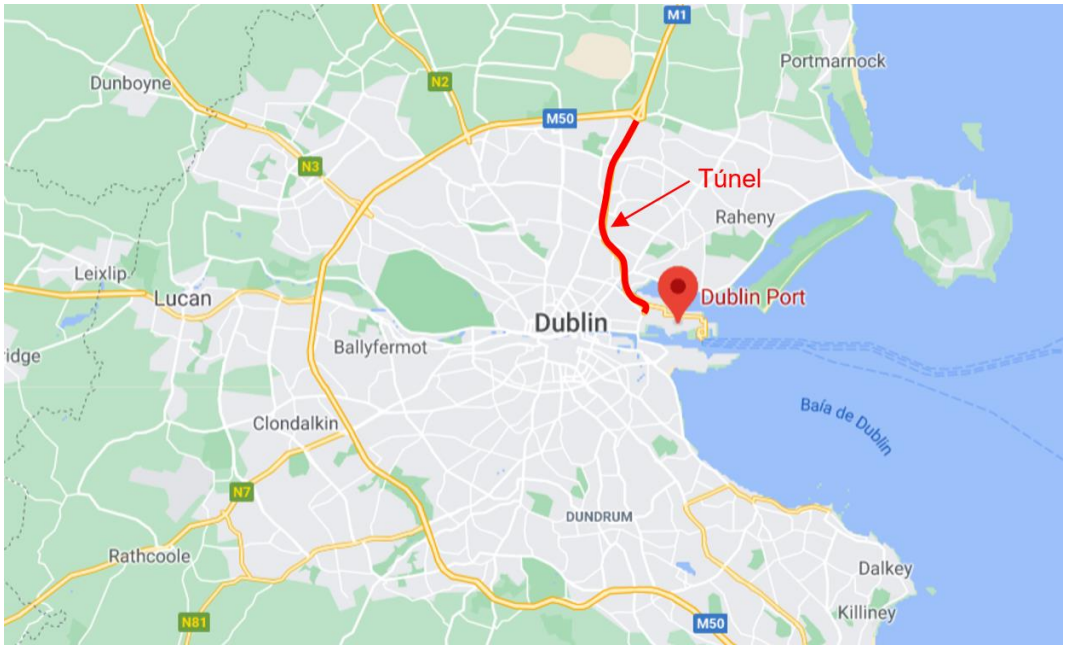


Figura 65 – Localização do *Dublin Port Tunnel* (DPT) (www.google.pt/maps)

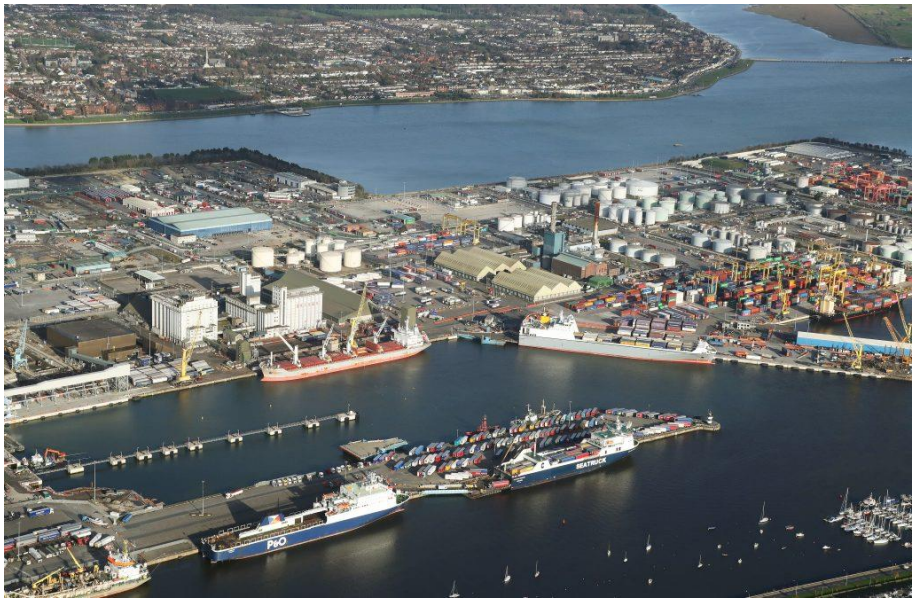


Figura 66 – Imagem aérea do Porto de Dublin (www.dublinport.ie)

As obras consistiram na construção de 4.7 km de túneis gêmeos com duas faixas de rodagem cada, sendo 2.8 km construídos com recurso a uma máquina tuneladora e 1.9 km com metodologia *cut-and-cover*. Na Figura 67 é apresentada uma fotografia dos portais de acesso ao *Dublin Port Tunnel* (DPT), concluído no ano de 2006.



Figura 67 – Portais de acesso ao *Dublin Port Tunnel* (www.dublintunnel.ie)

Para permitir o avanço simultâneo através de diferentes frentes, o projeto contou com a construção de um poço circular de grandes dimensões: o Poço WA2. Trata-se de um poço com aproximadamente 60 m de diâmetro externo e 30 m de profundidade que foi utilizado para o lançamento das máquinas tuneladoras em diferentes direções (www.dublintunnel.ie). A Figura 68 apresenta uma imagem do Poço WA2 após a conclusão da fase de escavação.



Figura 68 – O Poço WA2 (Looby and Long, 2007)

A Figura 69 apresenta um perfil esquemático do DPT, indicando a localização do Poço WA2 bem como as principais formações geotécnicas atravessadas. O subsolo é composto por depósitos glaciais de caráter argiloso típicos da cidade, conhecidos como *Dublin Boulder Clay* (DBC), que estão assentes num maciço rochoso de calcário (*Limestone*).



Figura 69 – Perfil esquemático do DPT (adaptado de Trevor, 2018)

4.2. PERFIL GEOTÉCNICO E PROPRIEDADES DA DBC

Os depósitos de *Dublin Boulder Clay* (DBC) são de origem glacial, compostos por partículas argilosas embora possam apresentar camadas finas de material granular/rochoso. Encontram-se normalmente dispostos em camadas horizontais e podem ser divididos em quatro formações principais: ***Upper Brown* (UBrBC)*, Upper Black* (UBkBC)*, Lower Brown* (LBrBC)** e ***Lower Black* (LBkBC)**. A Figura 70 apresenta o perfil geotécnico do Poço WA2, a posição e espessura das respectivas camadas de DBC, a posição do bedrock de *Limestone* e do NA natural.

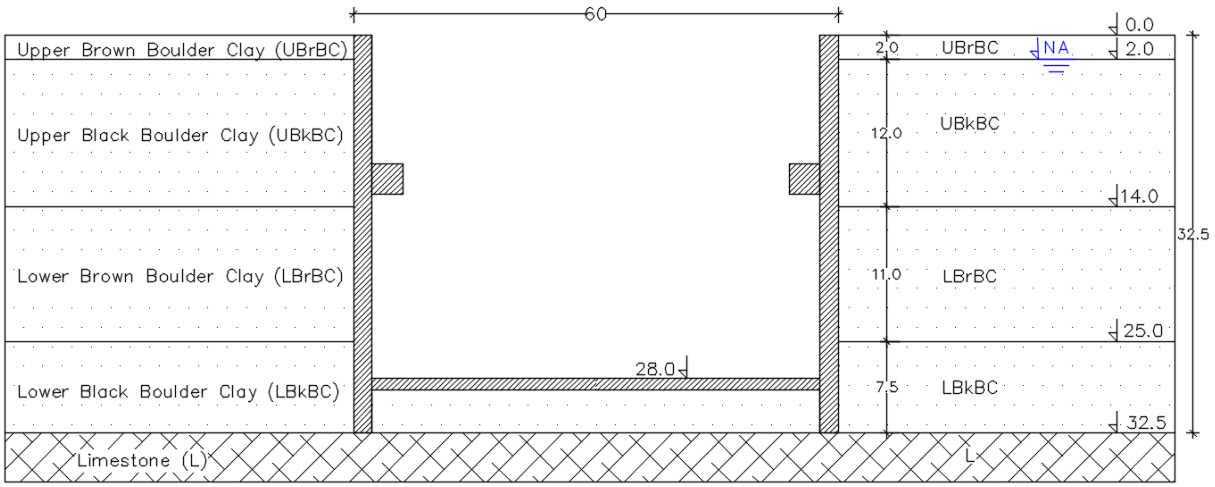


Figura 70 – Perfil geotécnico do Poço WA2

Long and Menkiti (2007) apresentam uma descrição geral das estratificações típicas da DBC no contexto do projeto e obra do DPT. A primeira camada, mais superficial, trata-se da ***Upper Brown* (UBrBC)**. Normalmente é encontrada com espessuras de 2 a 3 m, possuindo uma consistência rígida a muito rígida, cor marrom e uma composição argilo-arenosa. Esta camada consiste em uma intemperização da camada subjacente.

A segunda camada, ***Upper Black* (UBkBC),** é uma argila muito dura, ligeiramente arenosa, de cor cinza escura que ocasionalmente apresenta alguns cascalhos e pedregulhos. Normalmente é encontrada com espessuras entre 4 e 12 m. Podem também apresentar lentes de cascalho, formando redes isoladas ou interconectadas o que tem implicações hidráulicas relevantes.

A terceira camada, trata-se da ***Lower Brown* (LBrBC)** que costuma aparecer com espessuras de 5 a 9 m, ainda que no caso do Poço WA2 tenha sido identificada com 11 m. Assim como a primeira camada, tem uma composição argilo-arenosa e cor marrom. Comparativamente com a camada anterior (UBkBC), possui material de caráter mais siltoso, além das lentes de cascalho serem encontradas com mais frequência e com maiores tamanhos.

A quarta camada de ***Lower Black* (LBkBC)** é bastante dura, sendo uma argilosa ligeiramente arenosa com abundância de pedregulhos. Normalmente não excede os 4 m de espessura, ainda que no caso do Poço WA2 tenha sido definida com 7.5 m. É encontrada subjacente ao bedrock composto por calcário, ***Limestone* (L)**.

4.2.1. PROPRIEDADES FÍSICAS

Os resultados da caracterização geológico-geotécnica tiveram como objetivo aferir a caracterização das principais propriedades físicas e mecânicas da DBC, no contexto do projeto e construção do DPT, são apresentados nos trabalhos de Long and Menkiti (2007) e Long et al. (2013). A Tabela 10 resume os valores dos principais parâmetros físicos da DBC, sendo que os resultados indicam que, do ponto de vista de engenharia, as camadas não diferem muito entre si.

Tabela 10 – Parâmetros físicos da DBC (adaptado de Long and Menkiti, 2007)

	UBrBC	UBkBC	LBrBC	LBkBC
Peso Volúmico (kN/m³)	22.3	23.4	22.8	22.8
Teor em Água (%)	13.1	9.7	11.5	11.3
Limite de Liquidez (%)	29.3	28.3	30.0	29.5
Limite de Plasticidade (%)	15.9	15.1	14.9	17.8
Índice de Plasticidade (%)	13.4	13.2	15.1	11.7
Argila (%)	11.7	14.8	18.0	15.0
Silte (%)	17.0	24.7	28.3	25.9
Areia (%)	25.0	24.7	25.7	28.9
Cascalho (%)	46.3	35.8	28.0	30.2

Analisando a Tabela 10, observa-se que o peso volúmico é relativamente próximo entre todas as camadas, variando entre 22 e 23 kN/m³. O teor em água é baixo, sendo inclusivamente inferior aos limites de plasticidade, o que indica um estado muito seco do maciço. O índice de plasticidade indica que se trata de uma argila de consistência dura a rígida e de baixa plasticidade. A composição granulométrica também é próxima entre as camadas, ainda que com algumas variações. Não há evidências de matéria orgânica nas formações de DBC, sendo próximos de zero os resultados dos ensaios de perda de massa por ignição (PMI).

Com relação ao grau de sobreconsolidação e ao coeficiente de impulso em repouso, Long and Menkiti (2007) afirmam que não é possível estimá-los diretamente da história geológica de Dublin, pois cada depósito possui uma história complexa de eventos, pelo que a prática de engenharia irlandesa recomenda a realização de ensaios específicos (Dilatômetros, Fraturamento Hidráulico, Pressiômetros e Triaxiais) para determinar estes parâmetros. Na ausência de meios para tal é possível recorrer a estimativas baseadas na bibliografia, constatando-se que o coeficiente de impulso em repouso (K_0) recomendado para todas as camadas varia entre 1 e 1.5. Devido a todas as incertezas, Long and Menkiti (2007) recomendam que aquando do projeto se verifique a sensibilidade das soluções a este parâmetro.

A permeabilidade, segundo Long and Menkiti (2007), é um fator de importante caracterização, pois na ausência de zonas permeáveis é possível tirar partido das caraterísticas resistentes da DBC para efetuar escavações sem suporte. Para caracterizar a permeabilidade é recomendada a utilização de ensaios tradicionais de permeabilidade (ensaios de carga variável ou constante, Triaxiais e Célula Rowe). No contexto do DPT, estimou-se com base em ensaios que a permeabilidade das camadas de DBC variavam entre 10^{-9} e 10^{-11} m/s, tratando-se de um material com muito baixa permeabilidade.

4.2.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS

Dentre as características que diferenciam cada uma das formações da DBC destacam-se as propriedades mecânicas de resistência e de deformabilidade.

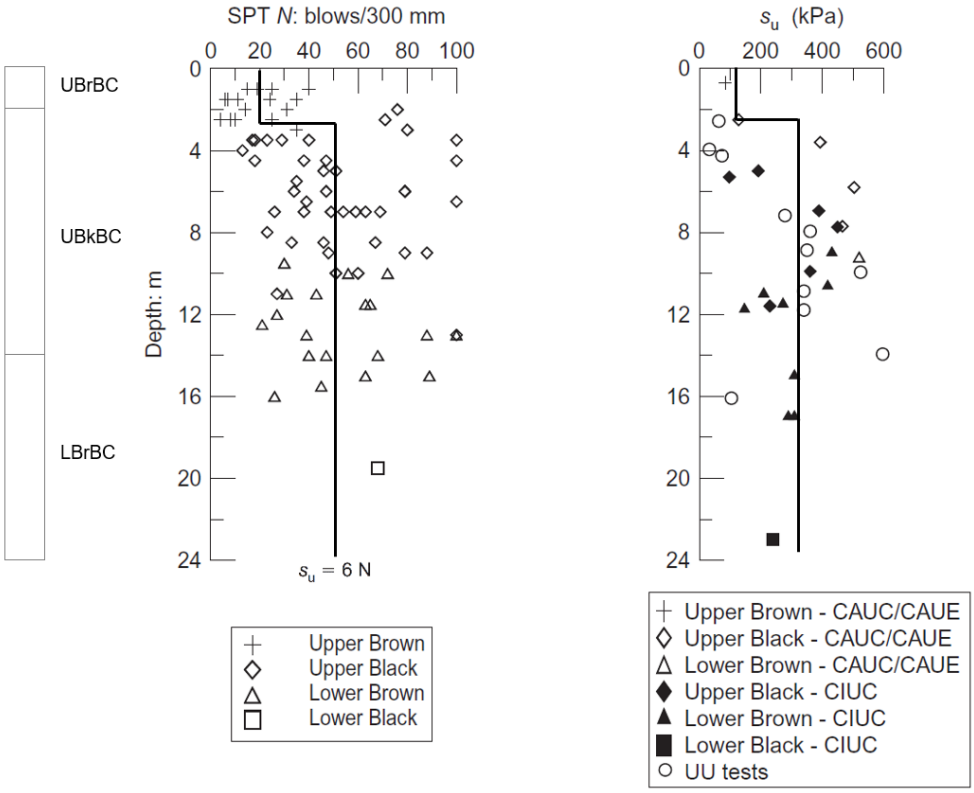
Existem disponíveis na bibliografia propostas para diversos parâmetros geotécnicos obtidos através de diferentes ensaios. Neste trabalho, apresentam-se apenas as principais propriedades relevantes para este caso de estudo, focando-se essencialmente nos parâmetros necessários para as análises numéricas que se pretendem efetuar.

4.2.2.1. Resistência

Por se tratar de um material de matriz argilosa são as propriedades resistentes a curto prazo que normalmente condicionam a segurança e governam o seu comportamento, pelo que a caracterização da resistência apresentada foca essencialmente os parâmetros não drenados para efetuar as análises em termos de tensões totais.

A Figura 71 apresenta os valores da resistência não drenada (S_u) em profundidade estimados através de resultados de ensaios SPT e compara os mesmos com três tipos de ensaios triaxiais realizados em amostras colhidas a diferentes profundidades. Está indicada na mesma figura a posição aproximada das camadas. Os ensaios triaxiais são:

- *CIUC* – ensaios de compressão não drenada isotropicamente consolidada;
- *CAUC* / *CAUE* – ensaios de compressão / extensão não drenada anisotropicamente consolidada;
- *UU* – ensaios de compressão não drenada e não consolidada.



(a) Ensaios SPT (b) Ensaios Triaxiais

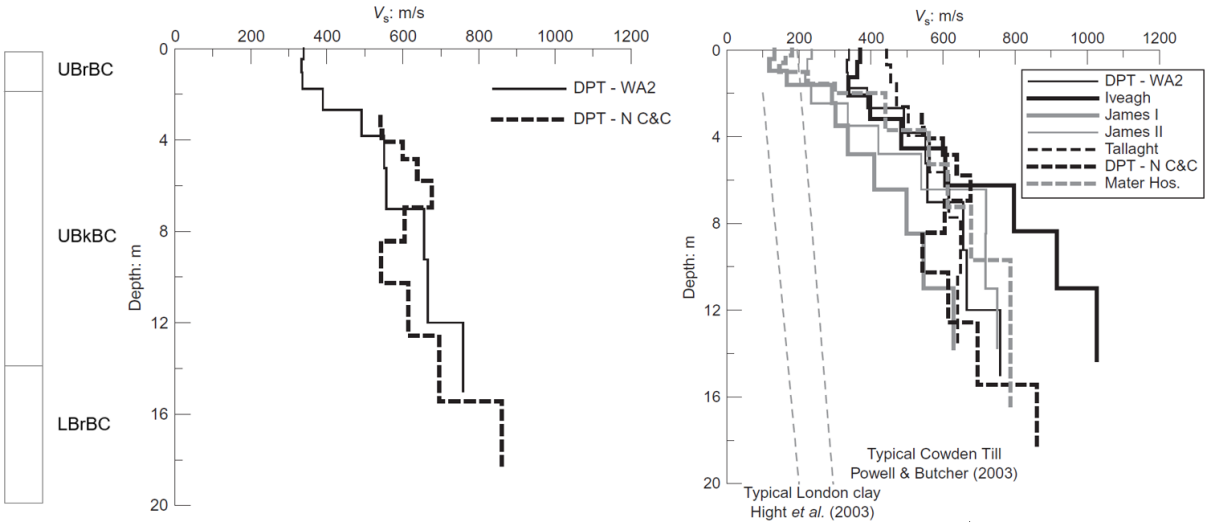
Figura 71 – Resistência não drenada S_u da DBC (adaptado de Long and Menkiti, 2007)

Analisando a Figura 71, observa-se alguma dispersão nos resultados, não sendo fácil determinar com precisão qual o valor da resistência não drenada mais razoável. A linha de referência (continua a preto) que consta nos gráficos trata-se de uma sugestão definida por Long and Menkiti (2007) com base nas práticas irlandesas. Os autores basicamente identificam duas magnitudes de valores da resistência não drenada, separando os resultados da primeira camada em relação as demais. Para a primeira camada (UBrBC) considera um valor constante de S_u da ordem dos 100 kPa, enquanto para as restantes camadas assume um valor constante cerca de três vezes superior, isto é, de sensivelmente 300 kPa.

Além dos ensaios mencionados, Long and Menkiti (2007) citam que ensaios pressimétricos também foram efetuados nas camadas UBkBC e LBrBC. Os resultados mostraram valores de S_u ainda maiores, da ordem dos 800 kPa, confirmando a elevada resistência destas camadas.

Segundo o autor, uma das causas da grande variabilidade existente nos valores da resistência não drenada pode estar associada à ocorrência de alguma drenagem durante os testes. Ensaios conduzidos em DBC com teores maiores de materiais grossos podem favorecer as condições de drenagem, resultando em maior resistência.

A Figura 72 apresenta o perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) provenientes de ensaios MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) realizados na DBC, estando indicada na mesma figura a posição aproximada das camadas. A Figura 72a apresenta resultados da obra do DPT (*Dublin Port Tunnel*) efetuados na região do Poço WA2 e em outro trecho construído em *cut-and-cover* enquanto que na Figura 72b se comparam esses resultados com outros provenientes de diversos locais de Dublin e inclusivamente com os resultados de outras formações típicas inglesas (London Clay e Cowden Till).



(a) DPT e Poço WA2 (b) Vários locais

Figura 72 – Perfil de velocidade de onda V_s de ensaios MASW (adaptado de Long and Menkiti, 2007)

Da análise da Figura 72, pode-se observar que a velocidade das ondas de corte tende a aumentar com a profundidade, tanto nos ensaios realizados no DPT quanto nos outros locais. Isto reforça a premissa de que tanto a resistência quanto a rigidez devem aumentar com a profundidade.

Long et al. (2013) correlacionaram a resistência não drenada (S_u) proveniente de ensaios triaxiais com a velocidade das ondas de corte (V_s) medida através de ensaios in situ do tipo MASW para os mesmos locais onde as amostras foram coletadas. A Figura 73 apresenta a correlação estabelecida, incluindo resultados referentes ao DPT (triângulos a vermelho cheio e vazio).

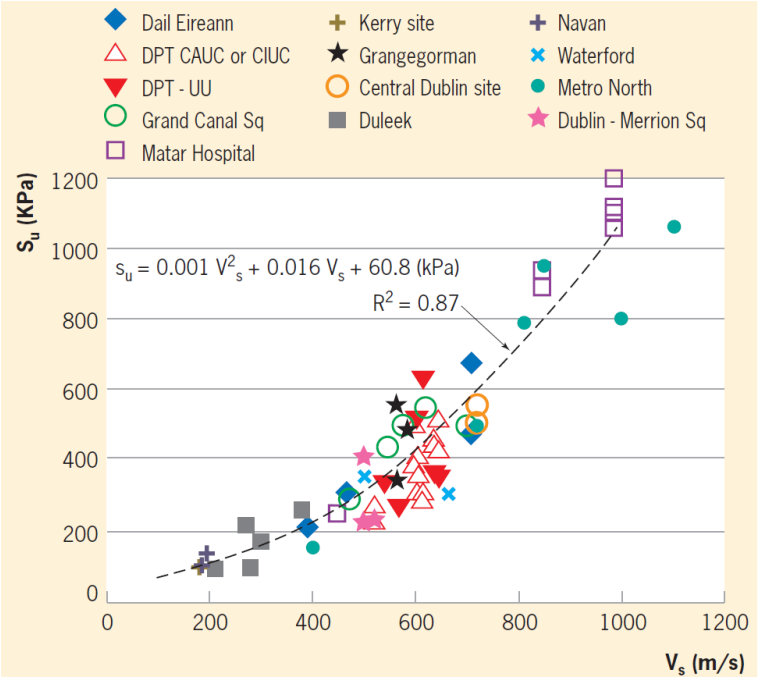


Figura 73 – Correlação entre S_u de ensaios triaxiais com V_s de ensaios MASW (Long et al., 2013)

Da análise da Figura 73, é possível observar que a resistência não drenada S_u aumenta significativamente com a velocidade da onda de corte V_s, encontrando-se representada na figura a linha tracejada e equação proposta que correlaciona estes parâmetros.

Analisando a Figura 72 a luz dos resultados apresentados na Figura 73, é possível estabelecer o intervalo de valores para os quais a resistência não drenada S_u deverá estar compreendida no caso do Poço WA2. Assim, a primeira camada de DBC, que corresponde à UBrBC até os 2 m de profundidade, apresenta valores de V_s inferiores aos 400 m/s. Para a segunda camada, que corresponde a UBkBC e que se estende até os 14 m de profundidade, os valores de V_s variam entre os 500 e 700 m/s. A partir da terceira camada, só há dados para os primeiros metros, que indicam que os valores de V_s tentem a ser superiores aos 700 m/s.

Correlacionando estes intervalos de valores com a Figura 73, ter-se-ia que para a primeira camada (UBrBC) os valores de S_u devem ser inferiores a 200 kPa. Para a segunda camada (UBkBC) os valores estariam compreendidos entre os 200 kPa e os 500 kPa. A partir da terceira camada, o valor de S_u poderá ser superior aos 500 kPa. Note-se que estes intervalos de valores também são compatíveis com os resultados dos ensaios triaxiais e SPT observados na Figura 71, muito embora os resultados estimados com base nos ensaios MASW indiquem valores médios de S_u superiores.

Long and Menkiti (2007) apresentam os gráficos de tensão-deformação provenientes de ensaios triaxiais consolidados, não drenados, seguindo trajetórias de compressão e de extensão (CAUC e CAUE) efetuados em amostras indeformadas coletadas nas três primeiras camadas de DBC (UBrBC, UBkBC e LBrBC), definindo também as retas de melhor aproximação e respectivos parâmetros de resistência efetivos (Figura 74). Observa-se que o comportamento da DBC é relativamente similar nas três camadas, sugerindo o autor um ângulo de atrito de resistência ao corte efetivo (Φ') de 44º e ângulo de resistência ao corte residual efetivo (Φ'_{cv}) de 36º e uma coesão nula (c' = 0) como parâmetros a adotar para as 3 camadas.

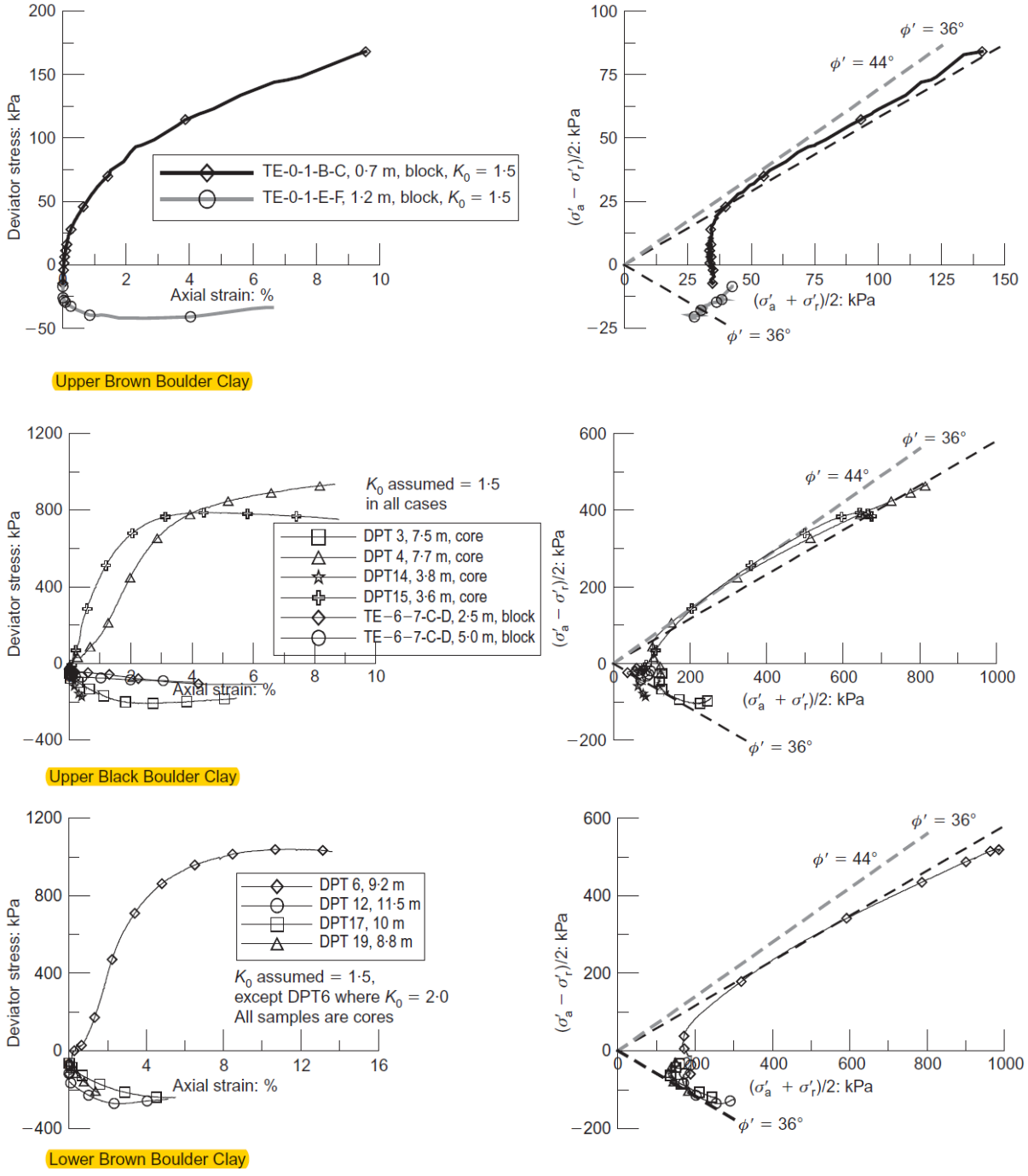


Figura 74 – Comportamento de tensão-deformação e trajetórias de tensão em ensaios triaxiais efetuados na DBC (Long and Menkiti, 2007)

A Figura 75 apresenta a evolução da pressão de água nos poros com a deformação axial para os ensaios não drenados efetuados. Os resultados mostram igualmente um comportamento similar para a UBkBC e a LBrBC, iniciando com o desenvolvimento de excesso de pressões de água nos poros positivas até deformações axiais de 1.5 % que depois decaem abruptamente ao longo do ensaio, indicando que o material possui comportamento dilatante. A camada de UBrBC também apresenta comportamento dilatante, no entanto menos pronunciado na medida em que os excessos de pressão de água nos poros positivos gerados inicialmente são pouco significativos e tendem a decair lentamente até o final do ensaio para o valor inicial do ensaio.

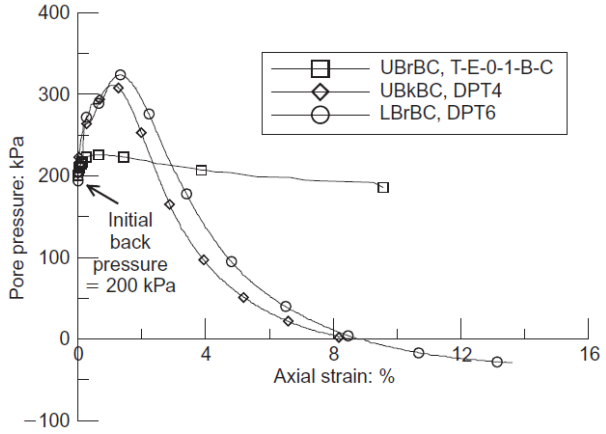


Figura 75 – Evolução da pressão de água nos poros em ensaios triaxiais efetuados na DBC (Long and Menkiti, 2007)

A Figura 76 apresenta os resultados estimados para o ângulo de resistência ao corte de pico (Φ') em compressão e em extensão assumindo-se uma coesão nula (c' = 0). Na figura apresenta-se igualmente o ângulo de resistência ao corte residual (Φ'_{cv}) definido por outros autores para amostras reconstituídas do mesmo material. Os resultados indicam que o comportamento de amostras de DBC amolgadas tende a ser relativamente similar ao das amostras intactas, conduzindo a parâmetros de resistência semelhantes.

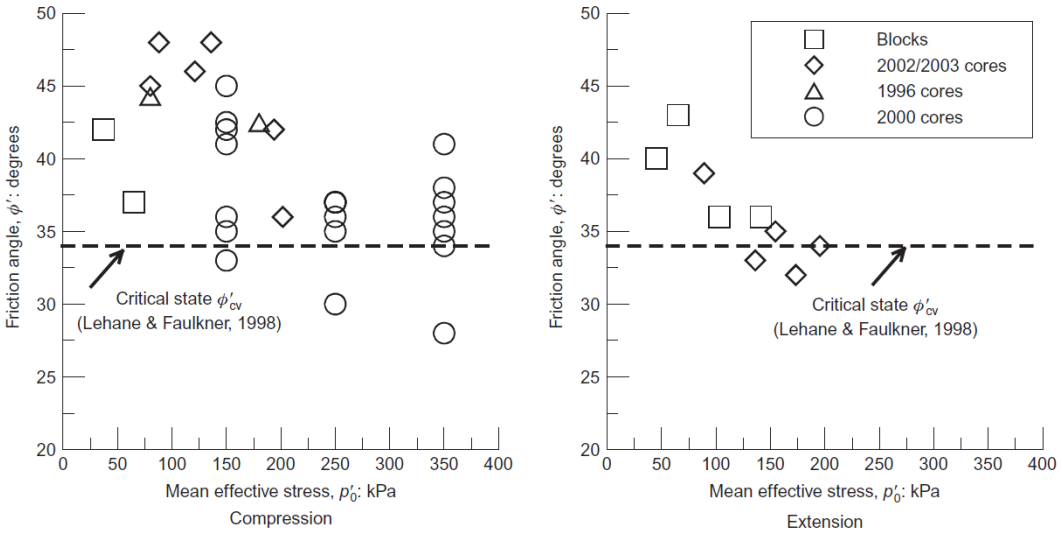


Figura 76 – Ângulo de atrito de pico efetivo (Φ') (Long and Menkiti, 2007)

4.2.2.2. Deformabilidade

Neste ponto apresentam-se os parâmetros de rigidez da DBC, dando destaque ao módulo de corte G, e ao módulo de elasticidade não drenado E_u. Apresenta-se igualmente a evolução destes parâmetros com o nível de extensão sofrido pelo maciço.

Na caracterização apresentada, o módulo de corte máximo G_{max} foi obtido através de ensaios de laboratório (triaxiais equipados com *bender elements* etc.) e ensaios in situ (Refração Sísmica, *MASW e Cross-hole*). A Figura 77 apresenta resultados do módulo de corte máximo G_{max} obtidos para o Poço WA2 através dos diversos ensaios efetuados, apresentando-se para referência a indicação aproximada das camadas.

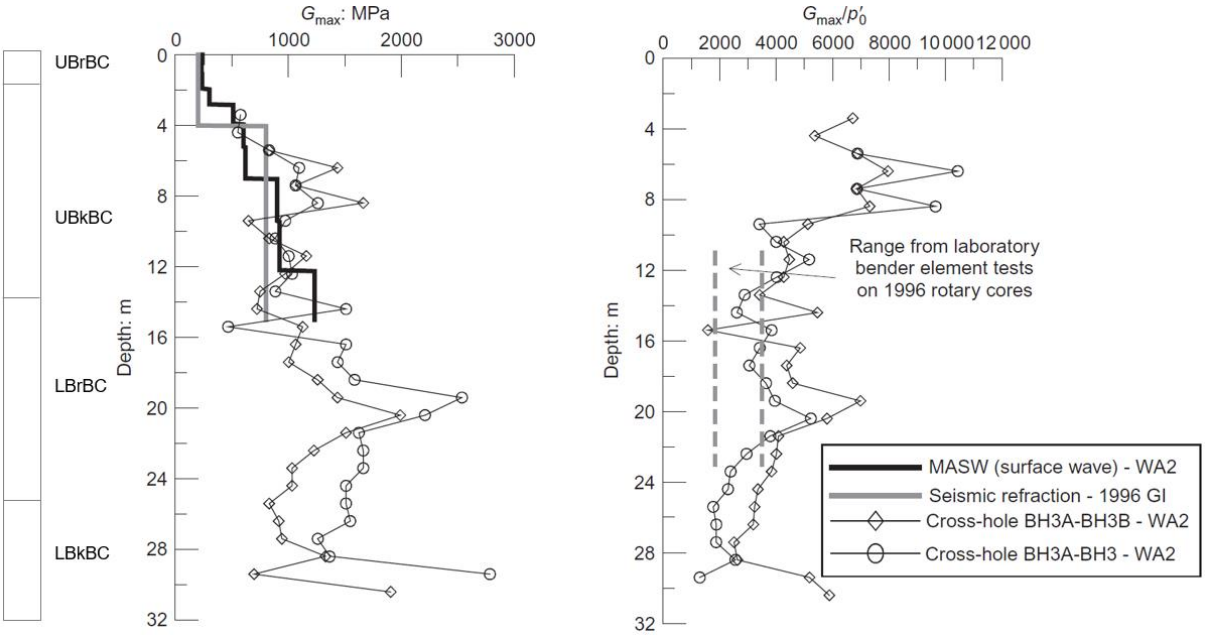


Figura 77 – Módulo cisalhante G_{max} medidos no Poço WA2 (adaptado de Long and Menkiti, 2007)

A análise da Figura 77 permite verificar que o G_{max} cresce em profundidade, partindo de valores da ordem dos 100 MPa na primeira camada (UBrBC), passando a valores superiores a 750 MPa na segunda (UBkBC) e atingindo valores da ordem de 1250 MPa nas duas últimas (LBrBC e LBkBC). Os resultados apresentados por todos os ensaios (*MASW, Cross-hole e Refração Sísmica*) apresentam uma boa coerência entre si.

Longe et al. (2007) comentam que a utilização de ensaios de laboratório para caracterizar o módulo de corte máximo G_{max} no caso da DBC impõe algumas dificuldades. Além das questões associadas à perturbação durante extração das amostras in situ, a instalação dos *bender elements* requer a realização de uma furação na amostra dada a sua rigidez e os elementos devem ser fixados com resina epóxi. Estas perturbações em excesso podem reduzir a qualidade dos resultados, ainda que no geral se possam obter boas concordâncias.

Long et al. (2013) discutem a correlação entre o módulo de corte máximo G_{max} e a resistência não drenada S_u. A Figura 78 correlaciona os rácios G_{max} / S_u com resultados de V_s medidos através de ensaios *MASW,* incluindo resultados referentes ao DPT (triângulos a vermelho cheio e vazio).

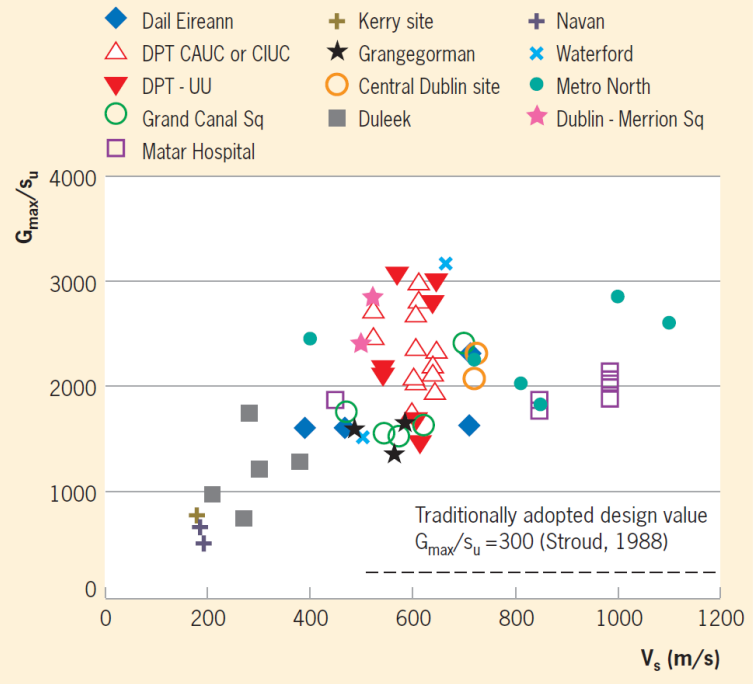


Figura 78 – Correlação entre o rácio G_{max} / S_u e V_s (Long et al., 2013)

Long et al. (2013) afirmam que um rácio G_{max} / S_u = 300 tem sido tomado como referência para a DBC. Este valor foi determinado com base em ensaios e observações do comportamento de formações com alguma semelhança no Reino Unido. Contudo, a análise da Figura 78 indica que o valor de 300 para esse rácio parece demasiado conservador e pouco representativo desta formação. Ainda que os dados apresentem alguma dispersão, o intervalo para o rácio G_{max} / S_u deverá estar compreendido entre os valores de 1000 e 3000, apontando para um valor médio de 2000. Cabe ressaltar este valor médio é cerca de seis vezes maior que o valor tradicionamente adotado.

Outra questão que também se mostra relavante com relação aos parâmetros de deformabilidade da DBC é a degradação da rigidez com as deformações. A Figura 79 apresenta uma curva típica da evolução da degradação do módulo de deformabilidade não drenado E_u (normalizado pela tensão média efetiva p') com as deformações para as formações de DBC e para outras formações inglesas (London Clay e Cowden Till). A figura apresenta também os intervalos para os valores de rigidez inicial obtidos através de ensaios bem como as curvas geralmente adotadas nos modelos numéricos para representar o comportamento da DBC.

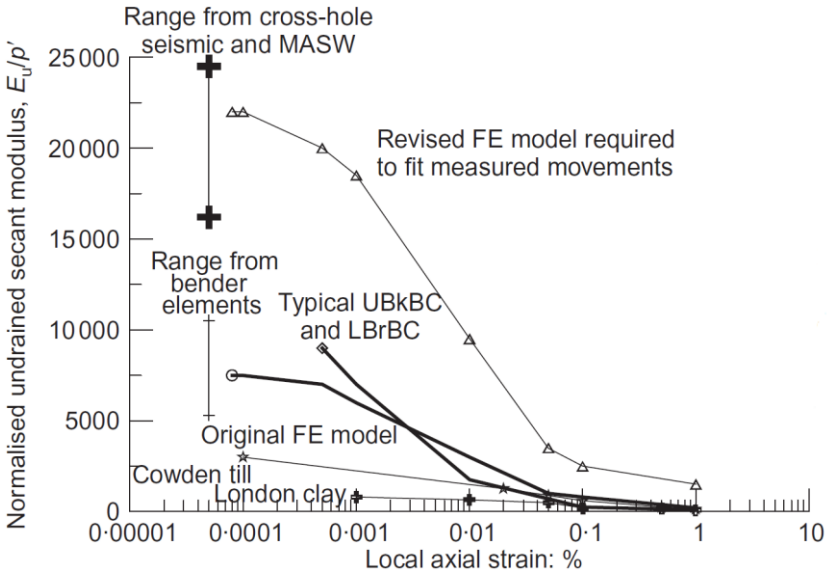
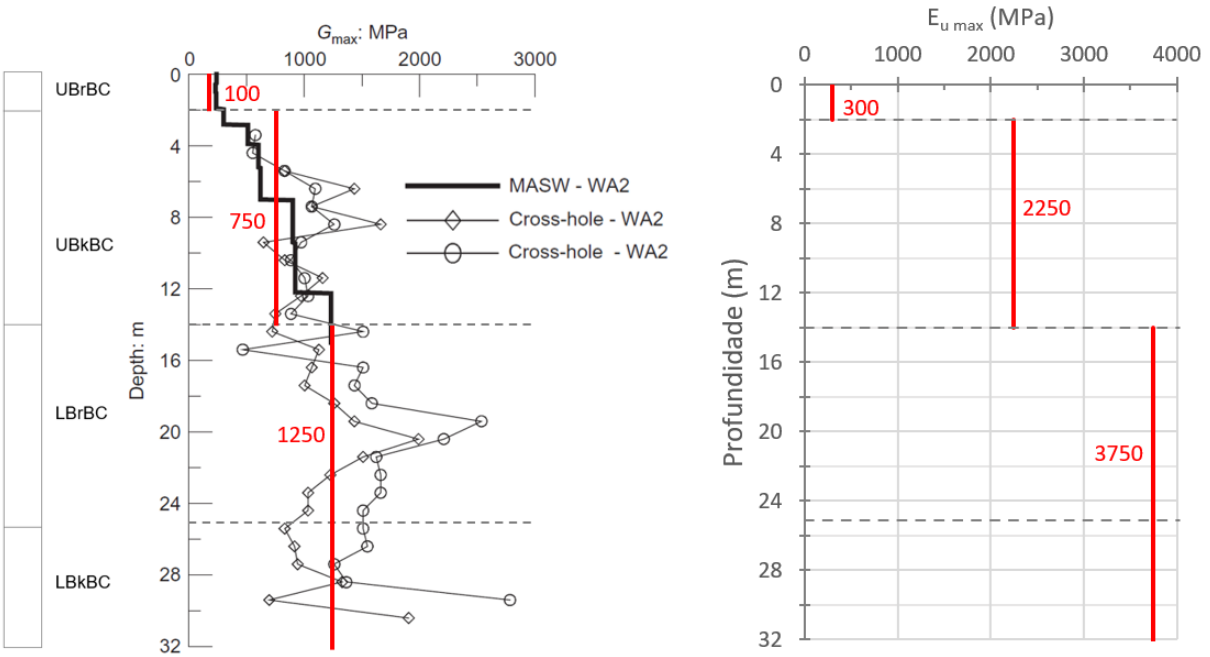


Figura 79 – Evolução da degradação da rigidez (E_u / p') com deformações axiais (Long and Menkiti, 2007)

Analisando a Figura 79, percebe-se que a curva típica referente a DBC ("*Typical UBkBC and LBrBC*") possui uma maior rigidez quando comparadas com as demais formações inglesas ("*London Clay e Cowden Till*"). Contudo, para deformações superiores a 0.01 % o comportamento tende a aproximar-se. Ao comparar a curva adotada em modelação numérica para representar o comportamento da DBC ("*Original FE model*") com a curva proveniente de estudos de retroanálise do comportamento observado ("*Revised FE model*"), nota-se uma grande diferença na magnitude da rigidez inicial, bem como na evolução da sua degradação, sendo muito superior a rigidez obtida através de retroanálise.

Da análise da figura verifica-se também que o valor de rigidez inicial da curva típica da DBC está compreendido entre o intervalo de valores de rigidez inicial definidos através de ensaios com *bender elements*, enquanto a curva obtida pela retroanálise apresenta uma rigidez inicial compreendida entre os intervalos de valores obtidos através dos ensaios in situ (*MASW, Cross-hole* e Refração Sísmica). Tal denota que as amostras laboratoriais podem ter sofrido uma forte perturbação e que os valores para a rigidez a baixas deformações obtidos podem não ser confiáveis. Tal é comum de observar como foi reportado por Pedro (2013) relativamente a materiais similares. Portanto, a luz dos resultados medidos e observados através de retroanálise, a rigidez da DBC deverá ser consideravelmente superior ao que tem sido adotada.

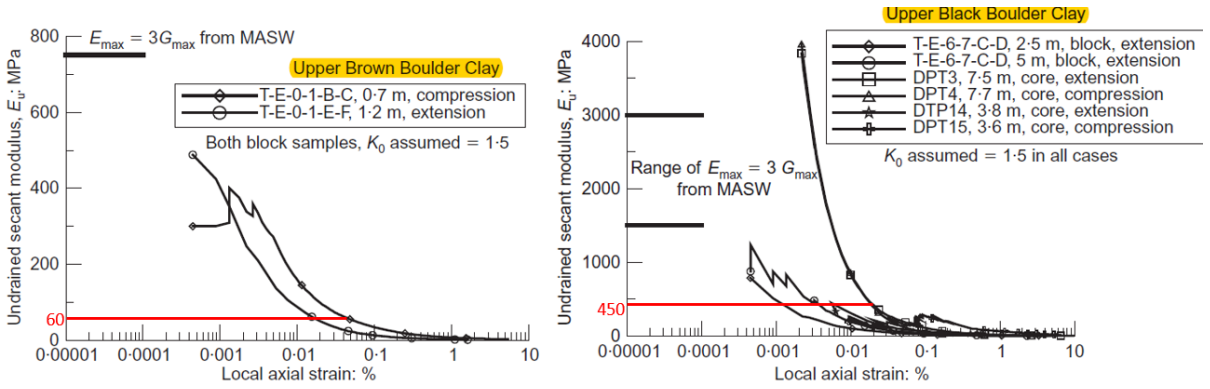
Para um material argiloso com comportamento não drenado e coeficiente de Poisson de 0.5 o módulo de deformabilidade não drenada máximo E_u^{max} é igual a 3 G_{max} (Atkinson, 2000). A Figura 80 apresenta resultados do E_u^{max} estimados com base nos valores médios do G_{max} definido para cada camada de DBC do Poço WA2 (linha vermelha). Está indicada na mesma figura a posição aproximada das camadas.



(a) G_{max} (b) E_u^{max}

Figura 80 – Módulos de rigidez máxima da DBC (adaptado de Long and Menkiti, 2007)

Como a rigidez da DBC depende do nível de extensão do maciço, é comum estimar um intervalo de deformações espectável para definir o módulo de deformabilidade não drenada E_u mais adequado. Segundo Long et al. (2013), níveis de deformação da ordem de 0.01 a 0.1% são razoáveis para a realidade construtiva irlandesa. A Figura 81 apresenta as curvas de degradação do E_u para o caso das camadas UBrBC e UBkBC com base em resultados de ensaios triaxiais equipados com *bender elements*. Tomando como referência uma degradação da rigidez de 80% proveniente dos resultados dos ensaios in situ, ou seja $E_u = 0.2\ E_u^{max}$, é possível verificar que os valores do E_u equivalentes se encontram dentro do intervalo de deformações espectáveis de referência.



a) UBrBC b) UBkBC

Figura 81 – Curvas de degradação do módulo de deformabilidade E_u da DBC (adaptado de Long and Menkiti, 2007)

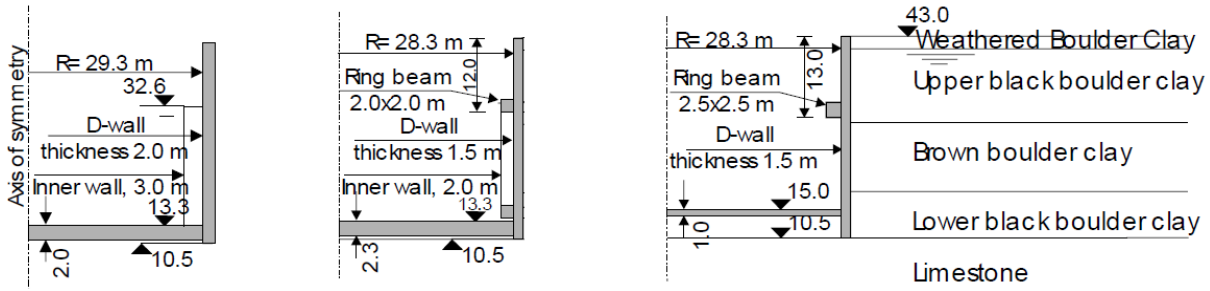
4.3. CONCEPÇÃO E CONSTRUÇÃO

Cabarkapa et al. (2003) descrevem o processo de concepção do poço e as diversas alternativas exploradas em fase de projeto (Figura 82). O suporte primário do poço foi materializado por uma parede diafragma e vigas circunferenciais, enquanto que como revestimento definitivo seriam construídas uma parede interna e uma laje de fundo.

Inicialmente considerou-se um poço com um diâmetro interno de 58.6 m sendo suportado por uma parede diafragma e uma laje de fundo, ambas com 2 m de espessura (Figura 82a). O revestimento secundário seria constituído por uma parede interna de 3.0 m de espessura.

Com a evolução do processo, o diâmetro interno mínimo passou para 56.6 m, pois esta dimensão era suficiente para permitir proceder ao reforço dos portais do túnel diminuindo-se assim o volume de material a escavar. A espessura da parede diafragma foi igualmente reduzida para 1.5 m e a espessura da parede interna de revestimento para 2.0 m. De maneira a compensar a perda de rigidez consequente da redução de espessura da parede diafragma, duas vigas circunferenciais foram incluídas com 2.0 x 2.0 m² de seção transversal situadas a primeira a 12 m de profundidade e a segunda junto à base da escavação, imediatamente acima da futura laje de fundo que teria 2.3 m de espessura (Figura 82b).

Por fim, foi decidido que tanto a parede interna quanto a viga inferior podiam ser suprimidas devendo apenas ser mantida uma viga a 13 m de profundidade, sendo, no entanto, aumentada a sua seção transversal para 2.5 x 2.5 m². A espessura da laje de fundo foi igualmente reduzida para 1.0 m, enquanto se manteve a espessura da parede diafragma como 1.5 m (Figura 82c).



(a) (b) (c)

Figura 82 – Evolução do processo de concepção do Poço WA2 (adaptado de Cabarkapa et al., 2003)

O fator condicionante para a espessura final da parede diafragma adoptada foi o de ser capaz de assegurar que potenciais desalinhamentos construtivos entre painéis não comprometiam a permeabilidade da cortina. Assim, a máxima tolerância de verticalidade foi de 0.75%, ainda que durante o processo de construção se tenha conseguido atingir um erro de verticalidade inferior, entre 0.1 e 0.4%. A parede diafragma é constituída de 26 painéis de betão armado, cada um com aproximadamente 7 m de largura e 32.5 m de altura. Três tipos de painéis foram considerados para incorporar diferentes taxas de armadura: o painel padrão, que contou com 50 kg/m³ de armadura; o painel reforçado, com 130 kg/m³ de armadura e que foi utilizado nas zonas adjacentes aos portais dos túneis duplos e o painel super reforçado, que contou com 175 kg/m³ de armadura e foi utilizado apenas entre os portais dos túneis duplos.

A viga circunferencial teve 90 kg/m³ de armadura. Tanto a viga circunferencial quanto a laje de fundo foram ancoradas na parede diafragma. Na laje de fundo, foram feitos dois rebaixos com 2 m de espessura sob os portais dos túneis para permitir o posicionamento da máquina tuneladora aquando do lançamento para a escavação dos túneis.

Quer a laje de fundo quer a parede diafragma foram concebidas de forma a suportar as cargas horizontais existentes durante o lançamento das máquinas tuneladoras. Para a fase de escavação não foram considerados impulsos de água atuantes, pois efetuou-se um rebaixamento do nível freático previamente à construção, sendo igualmente incorporados drenos de alívio na laje de fundo. Este sistema contou com dez poços perfurados até uma profundidade de 48 m. A taxa de descarga geral por bomba foi de 2 a 3 litros por segundo.

No topo da parede, foi efetuada uma viga de coroamento em betão armado com 1.5 x 0.25 m² de seção transversal. Esta viga serviu igualmente como anteparo de segurança para o acesso ao poço e também para acomodar a instalação de trilhos para a grua que circulava ao redor do poço.

A Figura 83 ilustra aspectos da construção do poço, permitindo identificar os elementos construtivos descritos anteriormente. Os círculos brancos indicam a localização dos portais dos túneis duplos.

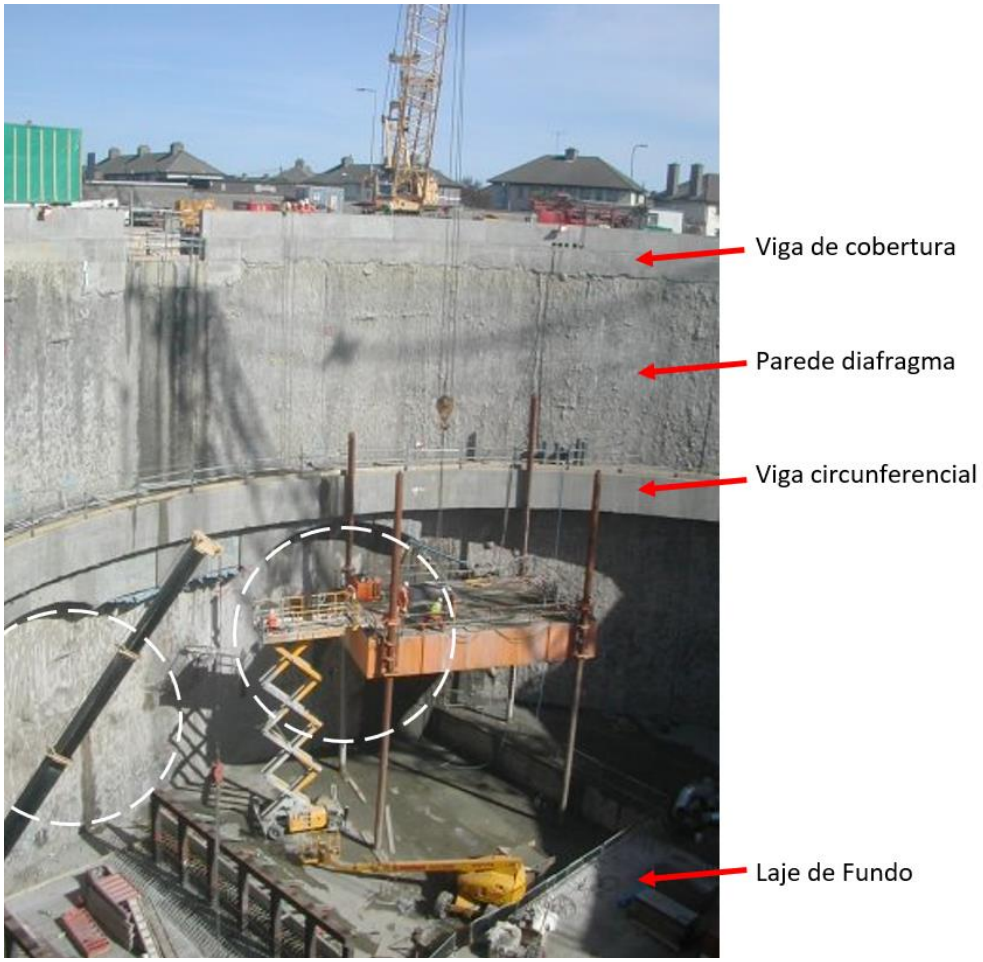


Figura 83 – Aspectos construtivos do Poço WA2 (www.itm-ltd.com)

A Figura 84 apresenta um cronograma do processo construtivo do Poço WA2. O processo teve inicio em Junho de 2001 com a construção da parede diafragma e em Maio de 2002 a primeira máquina tuneladora (TBM) foi lançada, perfazendo uma duração de cerca de 12 meses.

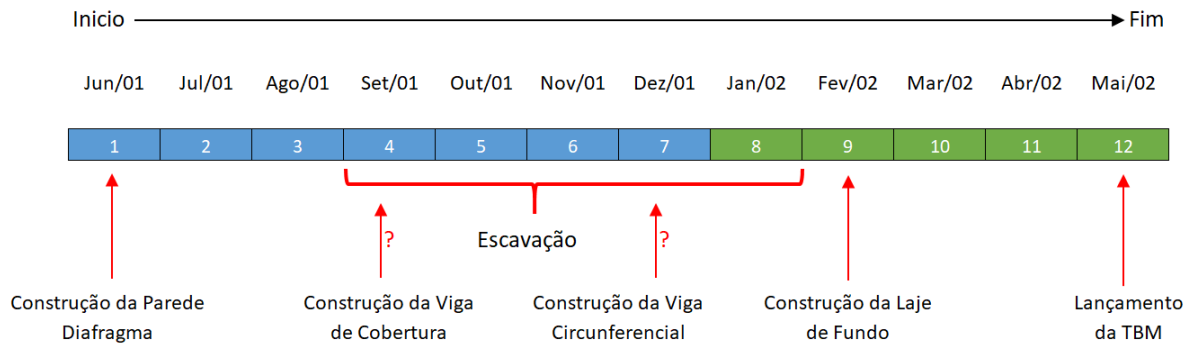


Figura 84 – Cronograma do processo construtivo do PoçoWA2

A construção das paredes durou cerca de três meses, sendo os painéis escavados em três etapas. Primeiro escavava-se as extremidades do painel, totalizando 2.8 m de comprimento cada, e depois escavava-se a parte central com comprimento de 1.4 m, totalizando os 7 m de comprimento. Apesar do rebaixamento do lençol, foram identificados depósitos de água durante a escavação dos painéis. Em dois dos painéis, identificou-se quedas de material durante a escavação. Nestes casos, os painéis foram parcialmente preenchidos utilizando o próprio material escavado para estabilizar o furo, sendo posteriormente reescavados.

A viga de cobertura foi construída durante o processo de escavação do poço, não tendo sido possível identificar a data exata de sua construção. A escavação do poço teve início em Setembro de 2001 e durou até Janeiro de 2002, perfazendo cerca de 5 meses. Inicialmente, três escavadeiras foram utilizadas. O material retirado era removido através de caminhões basculantes através de uma rampa de acesso ao poço (Figura 85).



Figura 85 – Escavação do poço e remoção do material pela rampa de acesso (www.roadtraffic-technology.com)

Aos 13 m de profundidade a escavação foi interrompida para a construção da viga circunferencial. A escavação recomeçou quando o concreto da viga atingiu resistência de 25 MPa. A partir dos 13 m, a remoção do material escavado passou a ser feita com o uso de dois guindastes que circulavam ao redor do poço. Um *ripper* foi necessário para desmontar a DBC nas proximidades da base, tendo sido necessário recorrer a uma escavadora equipada com martelete hidráulico para desmontar a rocha na base. O volume diário de material escavado variou entre 500 a 3.800 m³, ainda que uma média de cerca de 2.500 m³ diários tenha sido conseguida.

A laje de fundo foi betonada entre Janeiro e Fevereiro de 2002 (Figura 86). Após a construção da laje de fundo, foram abertos os dois portais para o lançamento das máquinas tuneladoras e em Maio de 2002 a primeira máquina tuneladora foi lançada. A Figura 87 ilustra aspectos da obra na fase de lançamento da máquina tuneladora.



Figura 86 – Betonagem da laje de fundo (www.concretepumping.ie)



(a) Escavação inicial



(b) Posicionamento da tuneladora



(c) Lançamento da tuneladora

Figura 87 – Aspectos da construção durante fase de lançamento da tuneladora (www.herrenknecht.com)

4.4. ANÁLISES NUMÉRICAS

Cabarkapa et al. (2003) apresentam um breve resumo de como as análises numéricas foram efetuadas aquando do projeto do poço. Descreve que foram feitas em várias etapas, tendo sido inicialmente efetuadas análises convencionais recorrendo a métodos analíticos para a estimativa das pressões de terras atuantes no suporte. Para a estimativa de movimentos induzidos, indica apenas que inicialmente se basearam nos resultados de outros casos reais de poços de grande diâmetro.

De acordo com o autor também foram realizadas análises numéricas recorrendo ao Método dos Elementos Finitos (MEF). As primeiras análises consideraram um modelo numérico simples em que o comportamento do maciço foi assumido como elástico perfeitamente plástico. Posteriormente, o modelo constitutivo utilizado foi refinado para incluir a variação da rigidez com as deformações.

Enquanto foram efetuadas as análises numéricas de suporte ao projeto ainda não estavam disponíveis os resultados dos ensaios in situ e de laboratório que estavam previstos efetuar, o que levou a que os projetistas adoptassem uma estimativa cautelosa para os parâmetros de rigidez do modelo. Contudo, à posteriori, foi possível confirmar que a rigidez considerada era adequada, sendo até conservadora face aos valores obtidos através dos ensaios apresentados anteriormente.

As análises geotécnicas foram conduzidas considerando um modelo axissimétrico. Em função da variação da profundidade do nível da rocha foram analisadas duas seções correspondendo aos eixos norte-sul e leste-oeste do poço. Como os resultados das duas seções foram muito semelhantes, não foi considerado necessário efetuar um modelo 3D completo para a análise geotécnica do poço.

Já para as análises estruturais foi efetuado um modelo 3D para calcular adequadamente a estrutura de suporte ao redor dos portais dos túneis duplos. Neste modelo o maciço foi representado através de molas equivalentes sendo as cargas obtidas com base nos resultados do modelo axissimétrico geotécnico.

Posteriormente à construção do poço, Cabarkapa et al. (2003) retroanalisaram o processo de escavação do ponto de vista geotécnico, recorrendo a uma modelação numérica para avaliar quais os parâmetros que melhor reproduziam o comportamento observado durante a construção. A Figura 88 apresenta as dimensões do poço e o perfil geotécnico considerado na retroanálise do autor. Apenas três elementos estruturais foram modelados, a parede diafragma, a viga circunferencial e a laje de fundo, não sendo considerada a viga de coroamento nas análises. O perfil geotécnico adoptado considerou as quatro camadas de DBC bem como a camada rochosa de calcário subjacente. A posição inicial do nível de água foi admitida como estando a 2 m de profundidade.

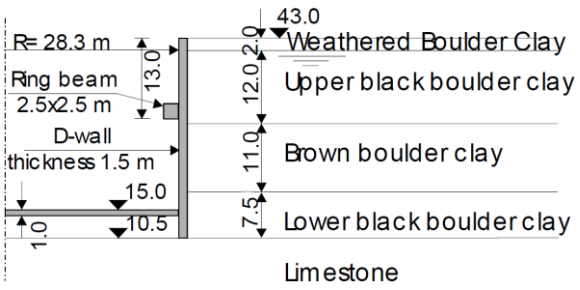


Figura 88 – Dimensões dos elementos e perfil geotécnico do modelo de retroanálise (Cabarkapa et al., 2003)

A modelação numérica da retroanálise foi realizada com recurso ao programa *Imperial College Finite Element Program* (ICFEP). O poço foi analisado num modelo axissimétrico com 59.6 m de diâmetro externo. Na malha de elementos finitos foram utilizados elementos isoparamétricos com oito nós com integração reduzida, tendo a malha sido refinada atendendo à geometria do problema e à necessidade de simular os estratos, a viga e a parede diafragma (Figura 89).

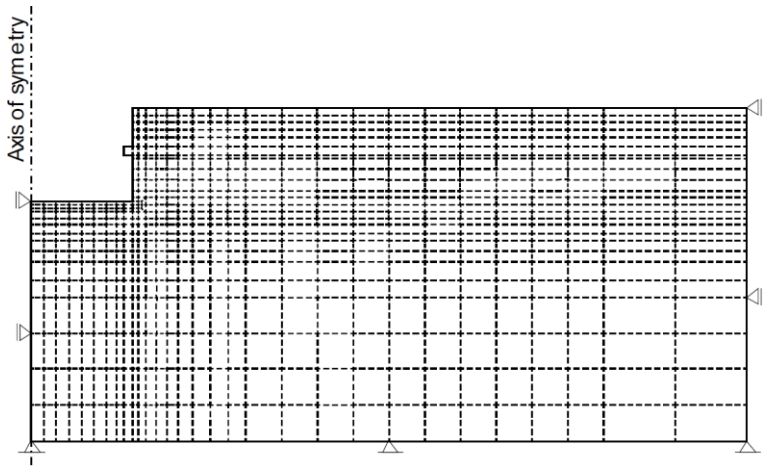


Figura 89 – Malha do modelo de retroanálise (Cabarkapa et al., 2003)

Para simular o comportamento do maciço foi utilizado um modelo não-linear elasto-plástico com critério de rotura de Mohr-Coulomb. A permeabilidade da DBC considerada foi da ordem de 10^{-8} m/s. A Tabela 11 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados no modelo de retroanálise.

Tabela 11 – Parâmetros geotécnicos do modelo de retroanálise (Cabarkapa et al., 2003)

Property	Weathered BC	Upper black BC	Brown BC	Lower black BC	Limestone
Bulk unit weight, γ (kN/m^3)	21.0	22.5	22.0	22.5	26.0
Effective cohesion, c' (kN/m^2)	0	0	0	0	50.0
Angle of shearing resistance, ϕ' (deg.)	30	35	32	35	45
Angle of dilation, ψ	15	17.5	16	17.5	22.5
Coefficient of earth pressure at rest, K_0	1.5	1.5	1.35	1.2	1.0
Young's modulus, E (MN/m^2)	50	*	*	*	3000
Poisson's ratio, μ	0.3	*	*	*	0.3

* Small strain stiffness parameters used

Analisando a Tabela 11, é interessante notar que os autores realizaram as análises do processo de escavação em termos de tensões efetivas. Ainda que a DBC seja um material de caráter argiloso, e, portanto, o comportamento a curto prazo seja normalmente controlado por parâmetros não drenados, os autores optaram por efetuar uma análise com consolidação acoplada simulando inclusivamente o rebaixamento do nível de água causado pela escavação.

Para a rigidez dos estratos de DBC, Cabarkapa et al. (2003) consideram o modelo constitutivo proposto por Jardine et al. (1986). Na Figura 90 apresenta-se a curva de degradação da rigidez com a deformação considerada, sendo possível verificar que a rigidez desde material é muito superior à usualmente considerada para a London Clay.

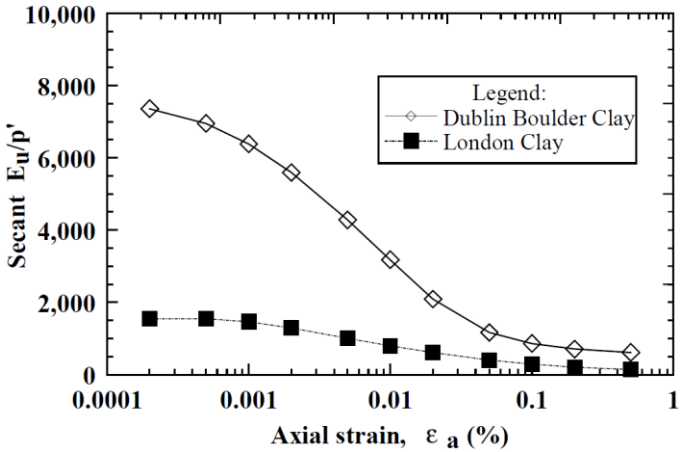


Figura 90 – Degradação da rigidez com a deformação para o modelo de retro análise (Cabarkapa et al., 2003)

Cabarkapa et al. (2003), tendo por base estudos que afirmam que o processo construtivo das paredes diafragmas não permite devido as juntas existentes mobilizar a totalidade da rigidez na direção perpendicular à interface entre painéis, simularam as paredes diafragmas através de um modelo linear elástico anisotrópico com um módulo de elasticidade E = 25 GPa na direção radial e com um módulo reduzido à metade, E = 12.5 GPa, na direção circunferencial. O coeficiente de poisson do betão adotado foi de 0.15.

O faseamento construtivo considerado nas análises compreendeu as seguintes 8 fases:

a) Instalação da parede diafragma;
b) Rebaixamento do NA;
c) Escavação até a viga circunferencial;
d) Instalação da viga;
e) Escavação até a base;
f) Instalação da laje de fundo;
g) Instalação de estruturas internas;
h) Reestabelecimento do NA inicial.

4.5. INSTRUMENTAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO

O monitoramento geotécnico da construção do poço contou com inclinômetros (9 instalados nos painéis e 1 no maciço), deflectômetros, alvos topográficos e extensômetros (Figura 91).

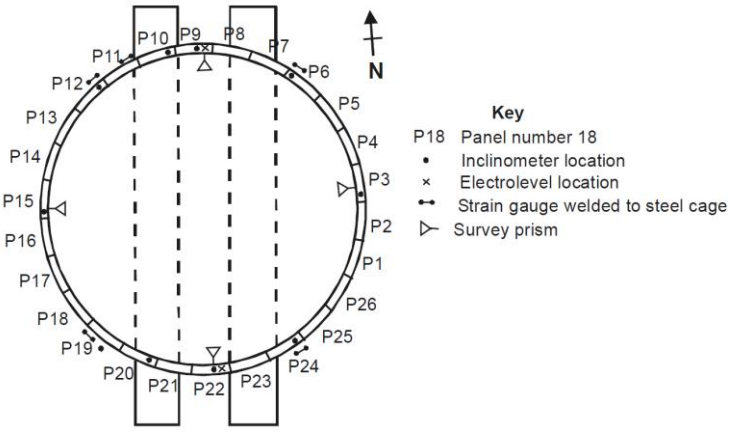


Figura 91 – Planta de instrumentação do Poço WA2 (Cabarkapa et al., 2003)

Cabarkapa et al. (2003) apresentam os resultados dos deslocamentos horizontais referentes as leituras dos inclinômetros para quatro fases de escavação e compara os resultados medidos com as previsões do modelo numérico de retroanálise (Figura 92). O resultado das leituras dos demais instrumentos não são apresentados no estudo.

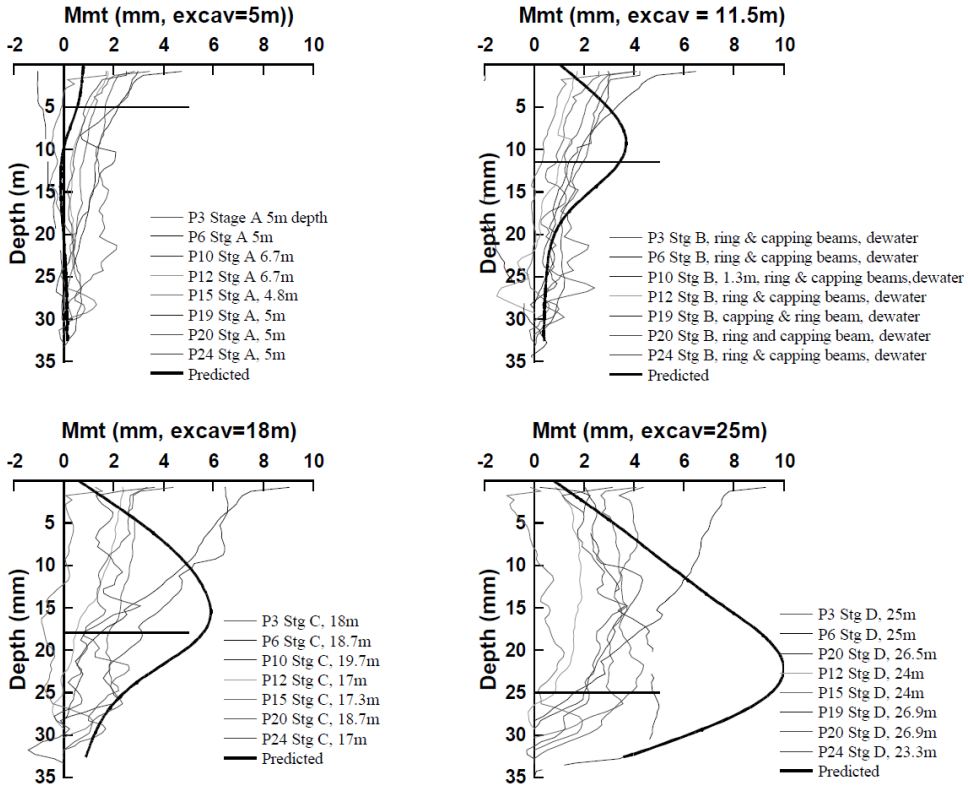


Figura 92 – Deslocamentos horizontais durante a escavação do Poço WA2 (Cabarkapa et al., 2003)

Os resultados dos inclinômetros, pela forma como foram apresentados, não permitem identificar qual inclinômetro é representado em cada curva. Contudo, permitem analisar o comportamento do poço de uma forma geral. Observa-se que os deslocamentos horizontais medidos da parede na fase final de escavação são muito pequenos, atingindo um valor máximo da ordem de 8 mm. Por sua vez a previsão do modelo apresenta um deslocamento horizontal máximo de 10 mm. Contudo, é de se notar que os maiores deslocamentos medidos ocorrem a superfície, enquanto que as previsões do modelo numérico mostram maiores deslocamentos junto à base da escavação. Ainda que a magnitude dos deslocamentos máximos medidos e calculados seja próxima, o comportamento médio observado nos vários inclinômetros não excede os 4 mm no final da escavação.

Além disso, os resultados medidos permitem observar dois comportamentos distintos. Nas primeiras fases de escavação (até os 11.5 m), os deslocamentos da parede são maiores junto à superfície diminuindo em profundidade. Uma possível explicação para este comportamento estará relacionada com a movimentação relativa entre painéis junto da superfície, indicando que as juntas entre paineis não garantiam uma perfeita ligação e que a viga de cobertura não teria rigidez suficiente para restringir tais movimentos. Nas últimas fases de escavação, após a instalação da viga circunferencial aos 11.5 m, os deslocamentos tendem a estabilizar e a ser iguais em profundidade. Tal pode ser justificado uma vez que com o decorrer da escavação verifica-se um aumento das tensões circunferenciais na parede do poço, o que contribui para o aumento da rigidez circunferencial mobilizada no suporte. Além disso, a presença da viga circunferencial a partir desta fase também contribui com uma rigidez adicional às paredes do poço.

As previsões do modelo numérico não conseguem reproduzir o tipo de comportamento observado durante todas as fases de escavação. Na primeira fase (até os 5 m), a curva apresenta um movimento típico das cortinas autoportantes, ainda que a magnitude dos deslocamentos seja inferior à média dos valores medidos nos inclinômetros. Nas fases seguintes (a partir dos 11.5 m) a forma da curva fica mais definida observando-se um embarrigamento com o deslocamento máximo a verificar-se sempre próximo da base da escavação. Por sua vez os deslocamentos à superfície tendem a estabilizar, não sofrendo praticamente nenhuma alteração desde o início da escavação.

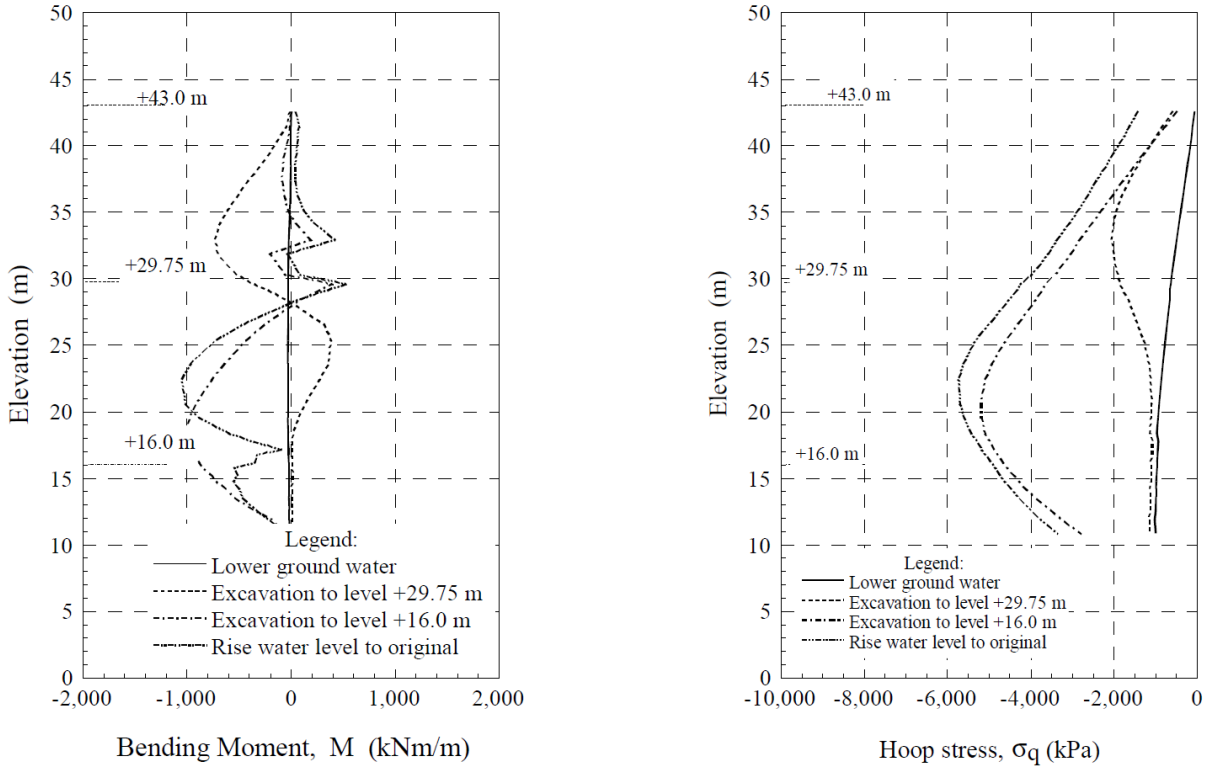
Com relação ao inclinômetro instalado no solo, apesar de não ser possível identificar com exatidão a curva referente a ele em cada fase, Cabarkapa et al. (2003) mencionam que este inclinômetro registou no início da escavação movimentos opostos ao interior do poço (aproximadamente 2 mm). Segundo o autor, a possível explicação para este movimento pode estar relacionada com a formação de fendas de tração na DBC. Este comportamento só foi observado no início da escavação, sendo que na fase final os deslocamentos no solo se aproximam muito dos deslocamentos globais dos painéis.

É interessante notar que, apesar de o problema apontar para condições geométricas onde prevalecem o comportamento global axissimétrico, os resultados dos vários inclinômetros não são em tudo idênticos. Isto denota para a existência de assimetria mesmo em problemas de natureza axissimétrica. Um dos principais fatores que podem introduzir assimetria no comportamento de poços circulares é a forma como o interior do mesmo é escavado. Esta questão foi discutida por diversos autores, como Marten et al. (2006) e Dias (2015). No caso do Poço de Dublin, as primeiras fases de escavação (até 11.5 m e instalação da viga de cobertura) o material escavado era removido através de caminhões basculantes através de uma rampa de acesso ao poço. Dessa forma, as primeiras fases de escavação não se deram em patamares uniformes devido a presença da rampa, implicando nos resultados observados nos vários inclinômetros.

Cabarkapa et al. (2003) conduziram análises de sensibilidade para avaliar quais os parâmetros eram mais críticos nas análises, concluindo que tanto a rigidez do maciço quando a rigidez circunferencial

do poço são parâmetros relevantes e que influenciam consideravelmente o comportamento global do poço e do maciço. Em relação à rigidez do maciço, Cabarkapa et al. (2003) afirma que os valores considerados nas análises são ainda conservadores face aos resultados medidos e sugere que a adoção de valores mais elevados poderia representar melhor o comportamento do poço durante construção. Já para a rigidez circunferencial do poço, Cabarkapa et al. (2003) sugere que deveria ser reduzida nas fases iniciais da escavação para simular os deslocamentos causados pelo fechamento das juntas. Contudo, essa rigidez deveria aumentar ao longo do processo de escavação traduzindo uma maior rigidez global do suporte.

Com relação aos esforços, Cabarkapa et al. (2003) apresentam os momentos fletores e as tensões circunferenciais na parede diafragma provenientes do cálculo numérico para diversas fases da escavação (Figura 93).



(a) Momentos fletores (b) Tensões circunferenciais

Figura 93 - Esforços na parede diafragma do Poço WA2 (Cabarkapa et al., 2003)

O momento fletor máximo no final da escavação foi da ordem dos 1000 kNm/m e a tensão circunferencial de aproximadamente 5000 kPa, verificados a 27 m de profundidade, isto é, junto da base da escavação. Os autores também simularam a situação a longo prazo quando o nível de água é reestabelecido, verificando que a magnitude do momento fletor praticamente não varia, mas que a tensão circunferencial aumenta para cerca de 6000 kPa.

5
Modelação do Poço de Dublin

5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo analisa o comportamento do Poço WA2 de Dublin tendo por base as características construtivas, propriedades geotécnicas e resultados de instrumentação, conforme apresentado no capítulo 4. Conforme referido, este poço foi construído recorrendo-se à metodologia de escavação suportada com parede diafragma. Ambiciona-se igualmente analisar o seu comportamento caso fosse construído através de uma metodologia alternativa, avaliando suas implicações e comparando as vantagens e desvantagens entre as duas soluções analisadas. A solução alternativa será tratada no capítulo 6.

Para estes objetivos, a escolha do Poço de Dublin como caso de referência em detrimento de outros teve em consideração diversos aspectos favoráveis ao estudo que se pretende realizar, de entre os quais destacam-se:

- Características do poço: geometria circular e boa documentação do processo construtivo;

- Propriedades geotécnicas: extensa caracterização geológico/geotécnica do maciço;

- Instrumentação: disponíveis resultados de monitoramento medidos durante a construção;

- Análises numéricas: possibilidade à priori de se recorrer a modelos numéricos simplificados para simular o comportamento observado.

O capítulo inicia-se apresentando a geometria do poço, bem como o perfil geotécnico considerado. Apresenta-se igualmente o modelo numérico utilizado, o faseamento construtivo e os parâmetros geotécnicos, discutindo os principais resultados obtidos. Por fim, apresenta-se um estudo paramétrico que procura evidenciar os principais aspectos que podem influenciar no comportamento do poço.

5.2 GEOMETRIA DO POÇO E PERFIL GEOTÉCNICO

A Figura 94 apresenta a geometria da solução construída tomando como referência a fase final de escavação, incluindo as dimensões dos elementos constituintes do poço e do substrato geotécnico, tal como descrito no capítulo 4. Em consonância com as dimensões reais, o poço considerado nas análises possui diâmetro externo de 59.6 m (conduzindo a um raio externo de 29.8 m). A parede diafragma tem 1.5 m de espessura e sua base encontra-se aos 32.5 m de profundidade. A viga circunferencial apresenta seção transversal de 2.5 x 2.5 m² e tem sua base situada aos 13 m de profundidade. A laje de fundo possui 1 m de espessura e a sua base encontra-se aos 29 m de profundidade.

O maciço geotécnico é constituído por quatro camadas de *Dublin Boulder Clay* (DBC) sobre um bedrock de *Limestone* (L). A primeira camada (UBrBC) possui 2 m de espessura, a segunda (UBkBC) possui 12 m, a terceira (LBrBC) tem 11 m e a quarta (LBkBC) conta com 7.5 m de espessura. O NA natural encontrava-se aos 2 m de profundidade, mas foi rebaixado até o topo do bedrock previamente a escavação do poço.

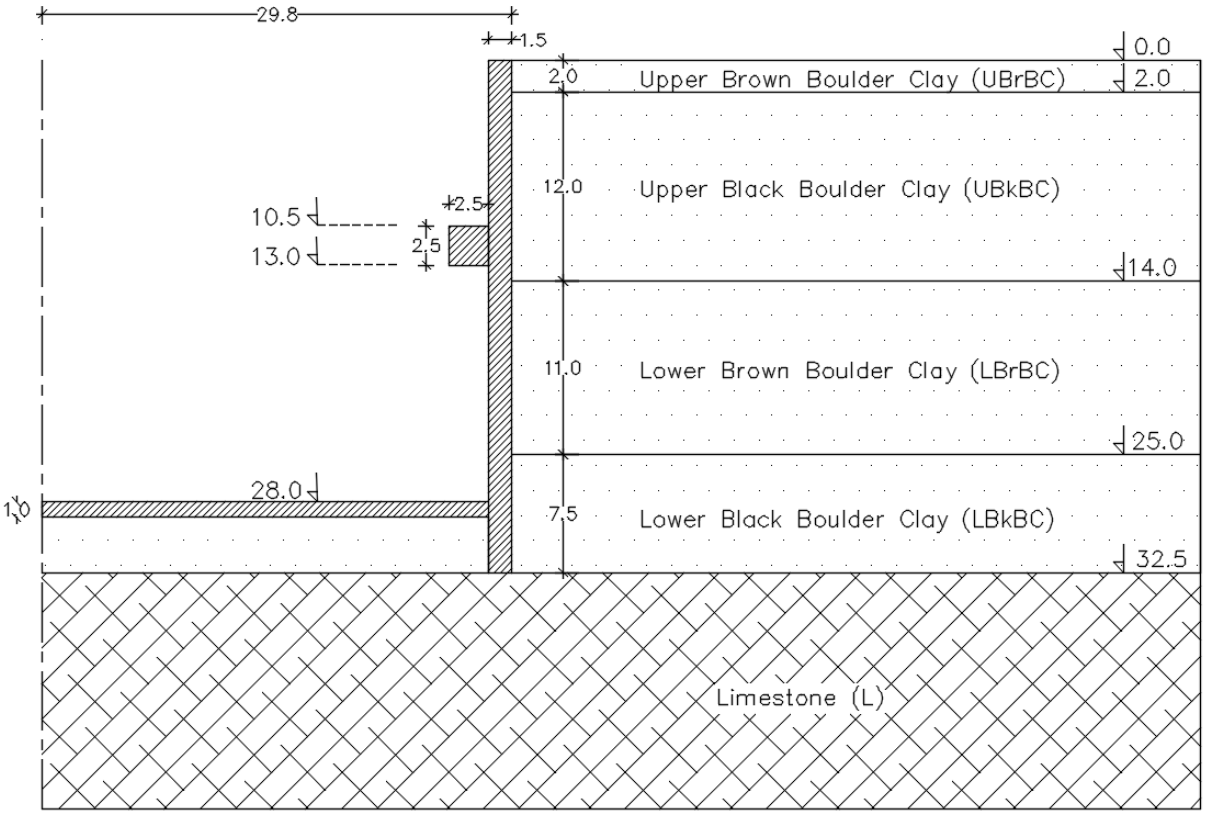
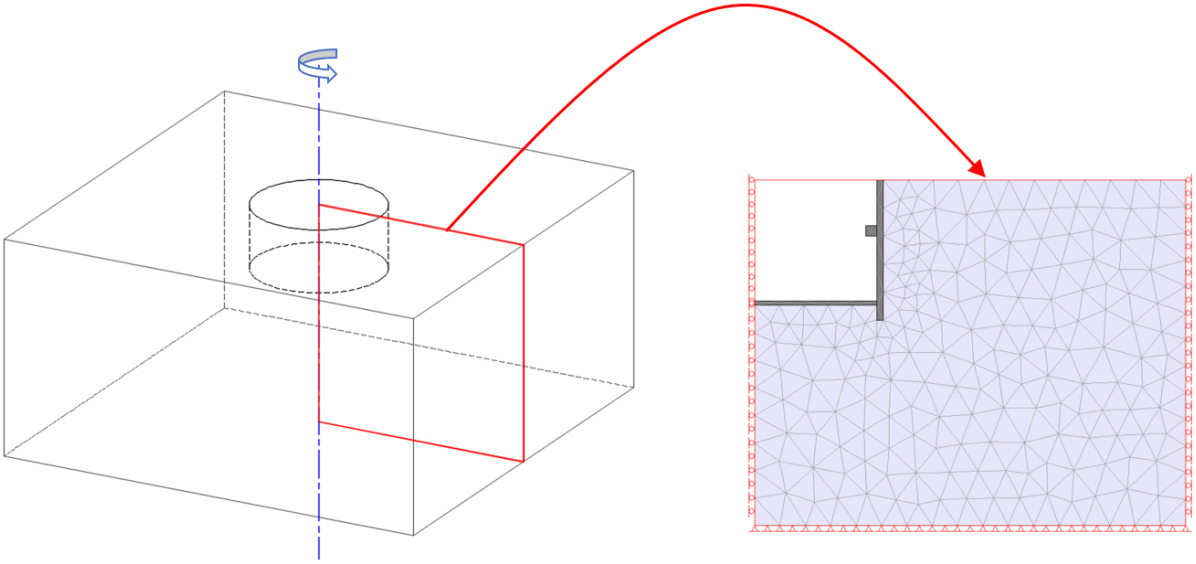


Figura 94 – Geometria do problema para a modelação do poço de Dublin

5.3 MODELO NUMÉRICO BASE

A modelação numérica contou com o uso do programa RS2 da *Rocscience* (versão 11.007). Trata-se de um programa de cálculo automático por elementos finitos para análises geotécnicas em 2D.

Em função das características do problema (geometria circular do poço, camadas do maciço aproximadamente horizontais, propriedades relativamente homogêneas em cada camada etc.), adotou-se em todas as análises um modelo numérico axissimétrico com uma estratigrafia horizontal para simular a construção do poço. Este tipo de modelo permite analisar a escavação de um poço quando há simetria em relação a um eixo vertical que passa pelo centro do mesmo. Embora a entrada seja similar a um modelo bidimensional, modela-se uma fatia concêntrica do problema, sendo os resultados da análise similares aos obtidos caso a simulação fosse tridimensional. A formulação matemática do estado axissimétrico é apresentada em Azevedo (1996). A Figura 95 apresenta de forma esquemática um modelo axissimétrico para poços circulares.



(a) Problema real em 3D (b) Modelo axissimétrico em 2D

Figura 95 – Representação esquemática de um modelo axissimétrico para poços circulares

A Figura 96 apresenta uma visão global do modelo numérico base do Poço WA2 de Dublin e a Figura 97 apresenta em detalhe a zona do modelo onde se localiza o poço.

O modelo possui dimensões totais de 200 m de largura por 100 m de altura, de forma que as fronteiras estivessem suficientemente afastadas do objeto de estudo para não interferirem nos resultados. A malha é constituída por elementos finitos isoparamétricos triangulares com 6 pontos nodais. As condições de fronteira são: superfície livre, restrição de deslocamentos horizontais (radiais) nas laterais e restrição de deslocamentos verticais na base.

Os elementos estruturais (parede diafragma, viga circunferencial e a laje de fundo) foram modelados com elementos do tipo solo (contínuos), conforme dimensões representadas na Figura 94. No eixo central da parede foi instalado um elemento do tipo viga (*liner*) com rigidez praticamente nula, de forma a poder obter-se mais facilmente os diagramas de esforços estruturais na parede. Entre a parede e o maciço, foram instalados elementos de interface para permitir deslocamentos relativos.

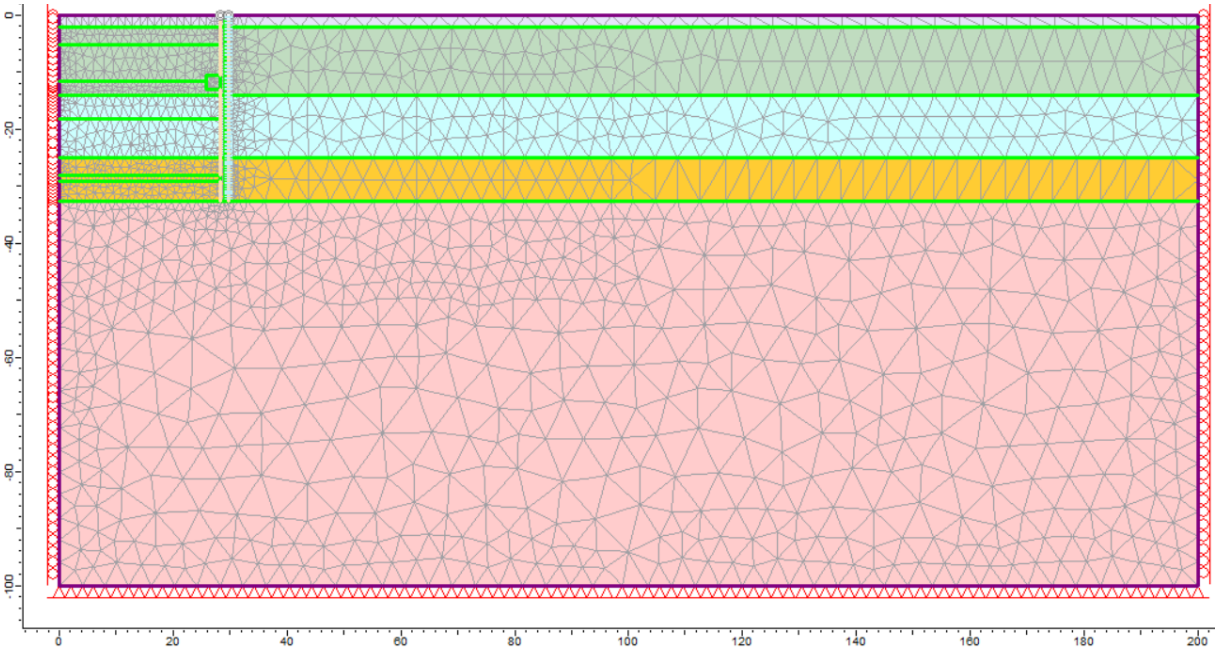


Figura 96 – Visão global do modelo numérico do Poço WA2

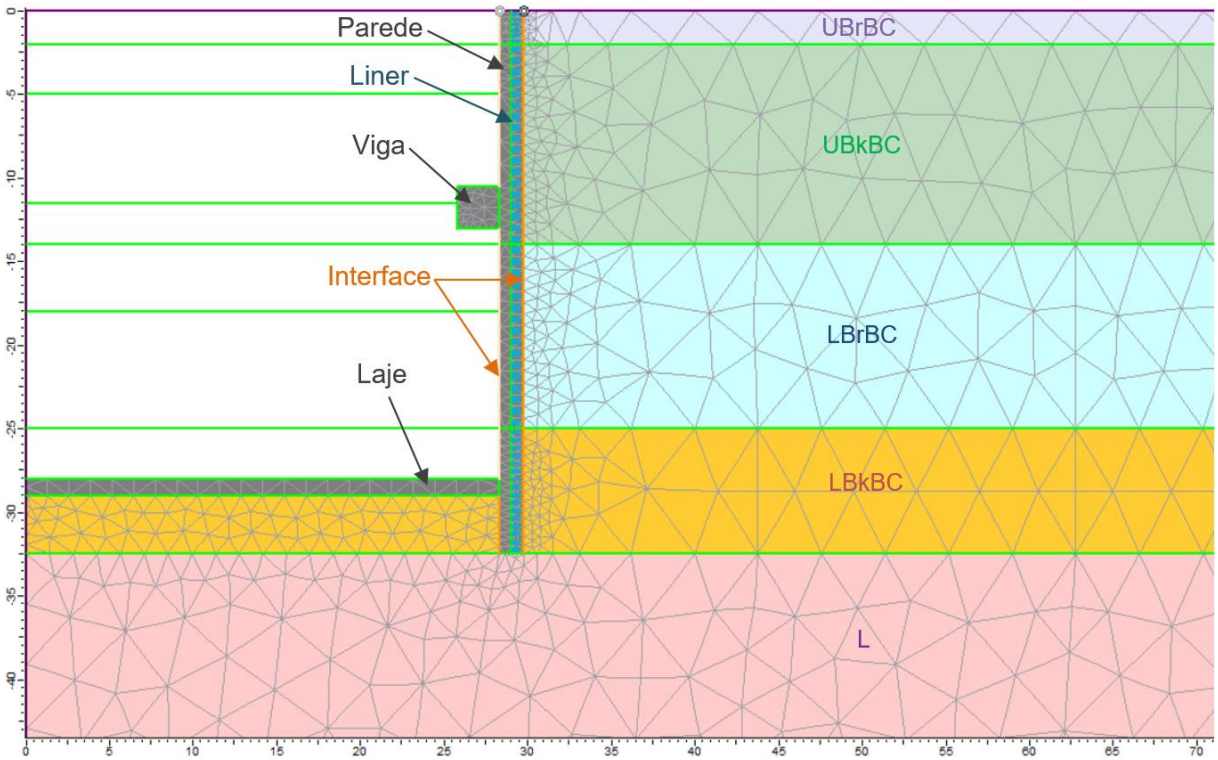


Figura 97 – Detalhe da zona do poço

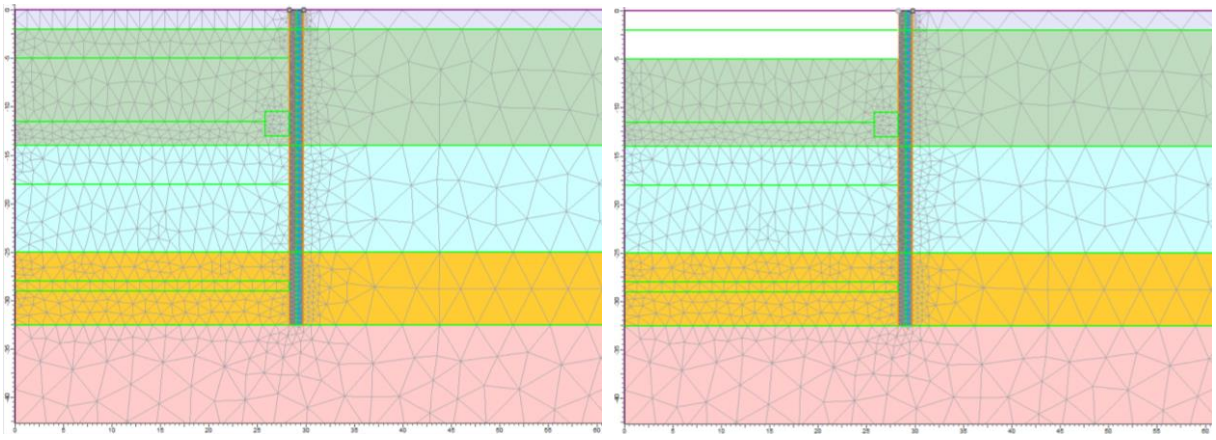
5.4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

A Figura 98 ilustra o faseamento construtivo considerado no modelo numérico para simular a construção do poço pela metodologia de escavação suportada com parede diafragma. O faseamento compreendeu 8 fases:

1. Estado de tensão inicial;
2. Escavação até 5 m (para permitir comparação com resultados da instrumentação);
3. Escavação até 11.5 m (para permitir comparação com resultados da instrumentação);
4. Instalação da viga;
5. Escavação até 18 m (para permitir comparação com resultados da instrumentação);
6. Escavação até 25 m (para permitir comparação com resultados da instrumentação);
7. Escavação até 29 m;
8. Instalação da laje.

A definição destas fases procurou seguir o mais próximo possível a sequência construtiva descrita por Cabarkapa et al. (2003), de modo que os resultados de cada fase de cálculo pudessem ser comparados com os resultados das fases equivalentes do monitoramento do caso real.

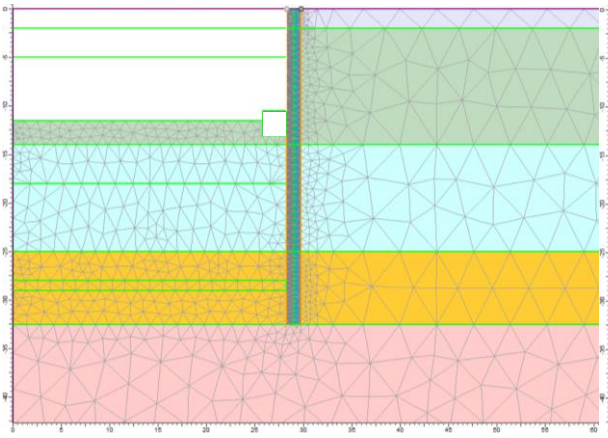
Na fase de geração do estado de tensão inicial (Figura 96), o campo de tensões é calculado assumindo que a tensão vertical cresce linearmente em profundidade com base no peso volúmico dos materiais enquanto que as tensões horizontais são definidas com base em coeficientes de impulso que correlacionam esta tensão com a tensão vertical. Foi assumido que a construção da parede se dá integralmente de uma única vez e que não existem alterações significativas no estado de tensão devido à sua construção (*WIP - Wished-In-Place*), o que permite a sua instalação já na fase de cálculo do estado de tensão inicial. As fases restantes correspondem a etapas de escavação do maciço e etapas de instalação dos restantes elementos estruturais (viga e laje).



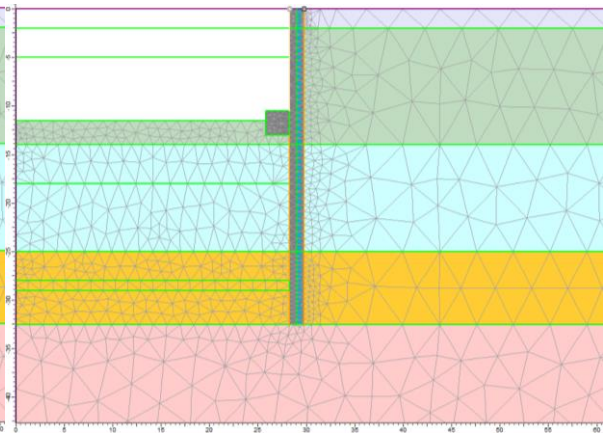
1. Estado de tensão inicial

2. Escavação até 5 m

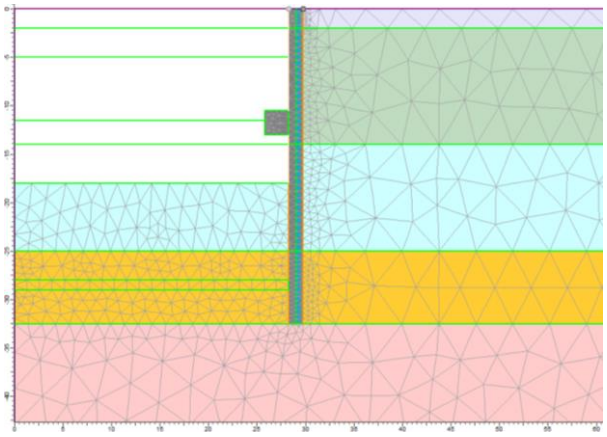
Figura 98 – Simulação do faseamento construtivo do Poço WA2 pelo método de escavação suportada



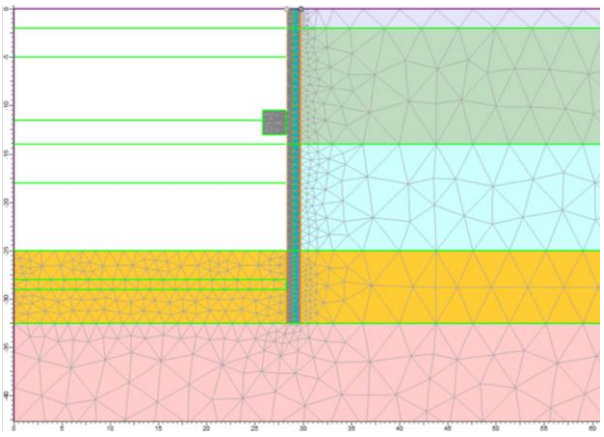
3. Escavação até 11.5 m



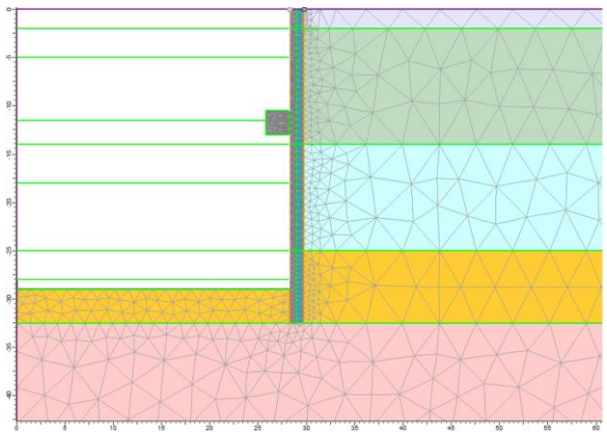
4. Instalação da viga



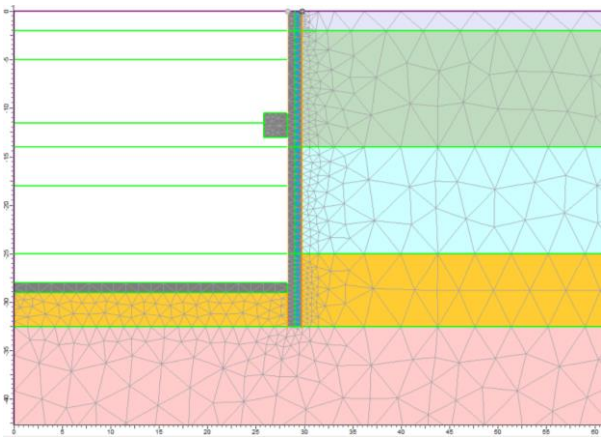
5. Escavação até 18 m



6. Escavação até 25 m



7. Escavação até 29 m



8. Instalação da laje

Figura 98 – Simulação do faseamento construtivo do Poço WA2 pelo método de escavação suportada

5.5 Parâmetros Geotécnicos e Calibração do Modelo

Para avaliar o comportamento do poço é fundamental que o modelo seja capaz de reproduzir o mais próximo possível o comportamento observado durante a construção. A qualidade dos resultados depende essencialmente das premissas assumidas no cálculo, tais como o tipo de modelagem (2D, 3D, estado plano de tensão, estado plano de deformação, estado axissimétrico etc.), os modelos constitutivos utilizados (elástico linear, elástico perfeitamente plástico, elasto-plástico etc.) e parâmetros geotécnicos adotados (resistência, deformabilidade etc.). Este ponto descreve o processo de calibração adotado para o modelo e define os parâmetros geotécnicos que melhor representaram o comportamento observado, nomeadamente no que se refere aos deslocamentos horizontais medidos pelos diversos inclinômetros instalados na parede do poço.

Para simular o comportamento do maciço, foi utilizado um modelo elástico linear perfeitamente plástico com rotura controlada pelo critério de Tresca (similar ao critério de Mohr-Coulomb para ângulos de atrito nulos). Segundo este critério, a rotura ocorre quando a tensão de corte máxima (definida pela metade da diferença entre as tensões principais) atinge a envolvente resistência definida pela resistência não drenada S_u do maciço (Figura 99). Segundo Farrel et al. (1995), é frequente na prática irlandesa representar o comportamento da DBC através desse tipo de modelo, pois trata-se de um maciço com características e propriedades típicas de um material de matriz argilosa, cuja resposta ao longo do processo de escavação tende a se dar em condições não drenadas. Dessa forma, as análises foram conduzidas em termos de tensões totais, utilizando parâmetros não drenados.

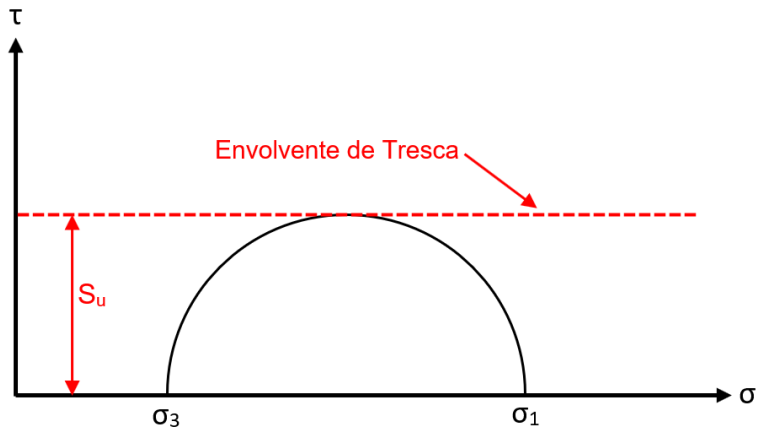


Figura 99 – Critério de rotura de Tresca

O processo de calibração compreendeu uma série de cálculos onde se procurou sucessivamente aproximar os resultados numéricos dos observados em obra. A primeira tentativa de aproximar os resultados medidos tomou como referência os parâmetros retroanalisados por Cabarkapa et al. (2003) (vide Tabela 2 na seção 4.4 do capítulo 4). Contudo, como as análises de Cabarkapa et al. (2003) foram conduzidas em tensões efetivas (uma vez que os autores optaram por efetuar uma análise com consolidação acoplada para simular o rebaixamento do nível de água), para definir os parâmetros de resistência e deformabilidade da DBC em termos de tensões totais, foi necessário considerar propostas de outros autores. A Tabela 12 apresenta os parâmetros geotécnicos considerados na primeira tentativa de calibração do modelo (cálculo 1), constando na legenda a referência tomada para a definição de cada parâmetro.

Tabela 12 – Parâmetros adotados na primeira tentativa de aproximar os resultados (cálculo 1)

Material	S_u (kPa)	E_u (MPa)	v	K_0	γ (kN/m³)
UBrBC	100	50	0.49	1.5	21
UBkBC	300	100	0.49	1.5	22.5
LBrBC	300	100	0.49	1.35	22
LBkBC	300	100	0.49	1.2	22.5
L	500	1000	0.3	1.0	26

Legenda:

Valor	Cabarkapa et al. (2003)	Valor	Farrel et al. (1995)
Valor	Long and Menkiti (2007)	Valor	Long et al. (2012)

Com relação à resistência da DBC, considerou-se os valores de resistência não drenada (S_u) propostos por Long and Menkiti (2007), 100 kPa para a primeira camada (UBrBC) e 300 kPa para as restantes (UBkBC, LBrBC e LBkBC). Já para a deformabilidade da DBC, Farrel et al. (1995) relata ser usual considerar um módulo de deformabilidade não drenado (E_u) constante para todo o maciço, com exceção da camada mais superficial (UBrBC), propondo o valor de 100 MPa. Para a primeira camada (UBrBC), devido à sua maior alteração, optou-se por manter o valor de E_u retroanalisado por Cabarkapa et al. (2003) de 50 MPa. Para o coeficiente de Poisson (v) de todas as camadas de DBC considerou-se o valor de 0.49, admitindo-se um comportamento não drenado, isto é, o maciço deforma-se sem sofrer variações volumétricas. Para o *Limestone* (L), adotou-se um valor de S_u de 500 kPa e E_u de 1000 kPa, valores estes propostos por Long et al. (2012). Para o coeficiente de Poisson, manteve-se o valor de 0.3 retroanalisado por Cabarkapa et al. (2003). Com relação ao coeficiente de impulso em repouso (K_0) e ao peso volúmico (γ) de todos os materiais, foram mantidos os valores propostos por Cabarkapa et al. (2003).

O comportamento dos elementos estruturais em betão (parede, viga e laje) foi simulado admitindo-se um modelo elástico linear com um módulo de deformabilidade constante e isotrópico de 25 GPa e um coeficiente de Poisson de 0.15. O peso específico considerado foi de 25 kN/m³. Segundo Cabarkapa et al. (2003), estes são os valores teóricos de projeto. Apesar do comportamento real do betão se dar, na prática, de forma não-linear em função da fissuração, estudos anteriores mostram que, para pequenas deformações, é razoável a adoção simplificada de um modelo elástico linear. O comportamento dos elementos de interface foi simulado admitindo-se um modelo elástico linear com coeficiente de rigidez normal K_n de 10^5 kPa/m e coeficiente de rigidez ao corte K_s de 10^4 kPa/m.

A Figura 100 apresenta os deslocamentos horizontais da parede referentes à fase de escavação até 25 m de profundidade (última fase em que se tem disponíveis resultados de monitoramento). Na figura apresenta-se a curva resultante do cálculo 1 (vermelho) bem como a curva da retroanálise (azul) obtida por Cabarkapa et al. (2003). São representadas também as curvas provenientes do monitoramento com os diversos inclinômetros instalados na periferia do poço (linhas contínuas a preto), destacando-se os limites da envoltória de deslocamentos (linhas contínuas pretas a cheio). A profundidade da base da escavação é indicada no gráfico (linha contínua horizontal a preto). Apresenta-se para referência um recorte esquemático do modelo numérico na fase de escavação em questão, indicando a posição das camadas e dos elementos constituintes do poço.

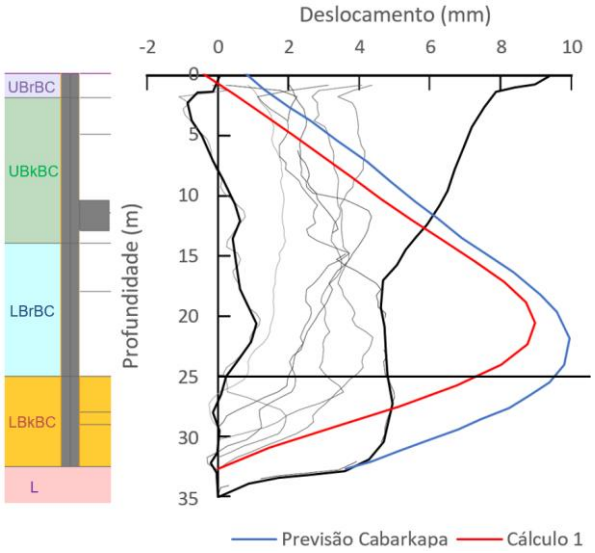


Figura 100 – Deslocamentos horizontais da parede (fase de escavação até 25 m)

Analisando a Figura 100 é possível verificar que a curva resultante do cálculo 1 é bastante próxima da curva da retroanálise obtida por Cabarkapa et al. (2003). Ambas apresentam um formato convexo com concavidade voltada para o interior do poço, deslocamentos praticamente nulos no topo da parede, mas que aumentam em profundidade, atingindo um máximo próximo à base da escavação (localizada aos 25 m de profundidade nessa fase). Após atingirem o deslocamento máximo, as curvas começam a se afastar, tendo o resultado do cálculo 1 chegado a deslocamentos nulos junto ao pé da parede (aos 32.5 m de profundidade) enquanto que a previsão de Cabarkapa et al. (2003) apresenta deslocamentos consideráveis a esta profundidade. Contudo, como se pode constatar, estes resultados não representam de forma adequada o comportamento médio dos vários inclinômetros presentes na parede do poço.

Conforme discutido no capítulo 4, os resultados dos inclinômetros, pela forma como foram apresentados por Cabarkapa et al. (2003), não permitem identificar qual inclinômetro é representado em cada curva. Contudo, permitem analisar o comportamento do poço de uma forma global. Observa-se que os deslocamentos horizontais medidos da parede na fase de escavação até 25 m são muito pequenos, atingindo um valor máximo da ordem de 9 mm, que é similar ao deslocamento máximo obtido pela previsão do cálculo 1. Contudo, é de se notar que os maiores deslocamentos medidos ocorrem a superfície, enquanto que as previsões do cálculo 1 exibem maiores deslocamentos junto à base da escavação. Ainda que a magnitude dos deslocamentos máximos medidos e calculados seja a mesma, o comportamento médio observado nos vários inclinômetros não excede os 4 mm para a fase de escavação até 25 m (última fase de escavação em que se tem resultados de monitoramento disponíveis) o que é substancialmente inferior aos obtidos numericamente.

A análise dos resultados do cálculo 1 indica que a rigidez considerada para o maciço na primeira tentativa de aproximar os deslocamentos medidos é demasiado conservadora tendo inclusivamente por base os resultados dos diversos ensaios analisados no capítulo 4. Dessa forma, efetuaram-se três novos cálculos em que se procurou aumentar gradualmente a rigidez da DBC (E_u) ajustando igualmente a resistência (S_u), tendo em conta a correlação que normalmente existe entre estes dois parâmetros através do rácio E_u/S_u.

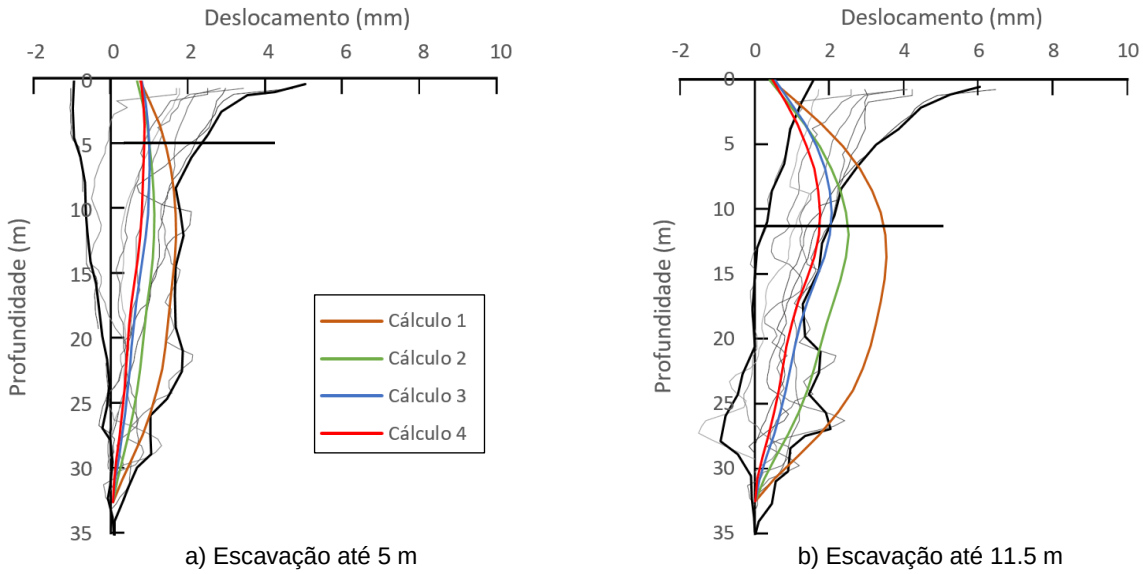
Atkinson (2000) propõe para o caso das argilas de Londres um rácio médio $E_u/S_u = 1000$. Este rácio é definido para um intervalo de deformação axial típico de obras geotécnicas correspondendo a deformações entre 0.01 a 0.1 %. Conforme discutido no capítulo 4, a rigidez da DBC é muito superior

a rigidez das argilas de Londres, pelo que o rácio E_u/S_u também deverá ser maior. Dessa forma, do cálculo 1 para o cálculo 2, manteve-se os parâmetros referentes à primeira camada, mas nas restantes triplicou-se o E_u, considerando-se inicialmente o rácio proposto por Atkinson (2000). Nos cálculos 3 e 4, o rácio E_u/S_u foi dobrado para todas as camadas com relação aos valores definidos no cálculo 2 e os valores de E_u foram aumentados gradualmente na tentativa de aproximar os deslocamentos máximos ao valor médio verificado nos vários inclinômetros. Tendo por base a degradação de rigidez observada nos ensaios triaxiais apresentados no capítulo 4, assumiu-se que o valor limite de E_u da DBC corresponderia a 20% do valor máximo observado ($E_u = 0.2\ E_u^{max}$), tendo-se corrigido os valores de S_u de forma a respeitar os rácios estabelecidos.

A Tabela 13 apresenta os parâmetros de resistência e deformabilidade adotados ao longo do processo de calibração do modelo, destacando-se em cada cálculo os valores de rigidez (a vermelho) que foram alterados em relação ao cálculo anterior. A Figura 101 apresenta as curvas resultantes para quatro fases da escavação e compara os valores obtidos com os resultados do monitoramento (linhas pretas contínuas), destacando-se os limites da envoltória de deslocamentos medidos (linhas pretas contínuas a cheio).

Tabela 13 – Evolução dos parâmetros durante o processo de calibração do modelo

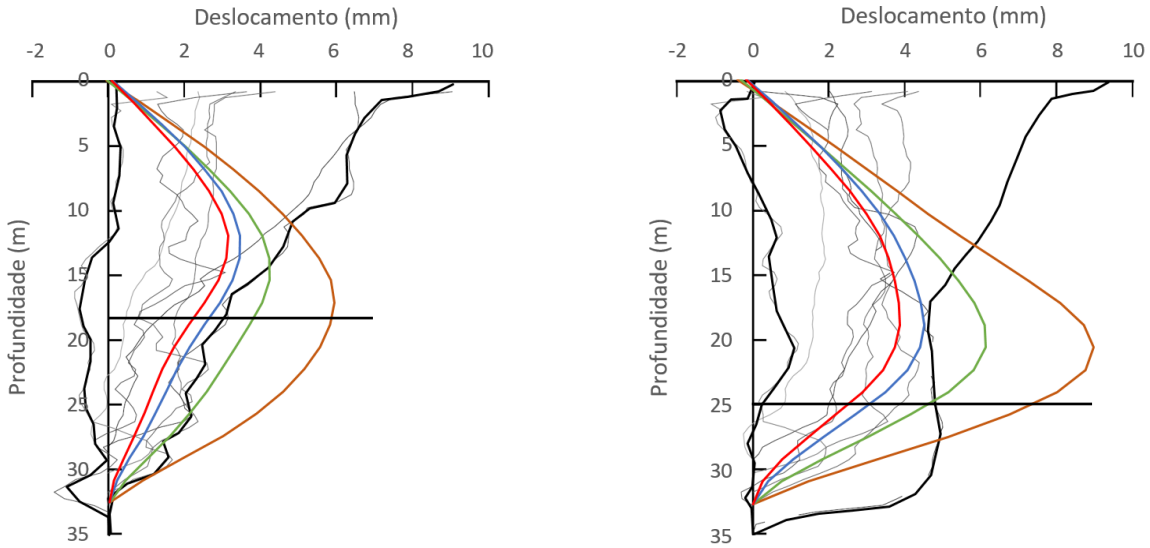
	Cálculo 1			Cálculo 2			Cálculo 3			Cálculo 4		
Material	S_u (kPa)	E_u (MPa)	E_u/S_u	S_u (kPa)	E_u (MPa)	E_u/S_u	S_u (kPa)	E_u (MPa)	E_u/S_u	S_u (kPa)	E_u (MPa)	E_u/S_u
UBrBC	100	50	500	100	50	500	50	50	1000	60	60	1000
UBkBC	300	100	333	300	300	1000	150	300	2000	225	450	2000
LBrBC	300	100	333	300	300	1000	300	600	2000	375	750	2000
LBkBC	300	100	333	300	300	1000	300	600	2000	375	750	2000



a) Escavação até 5 m

b) Escavação até 11.5 m

Figura 101 - Curvas de calibração dos deslocamentos horizontais da parede



c) Escavação até 18 m

d) Escavação até 25 m

Figura 101 – Curvas de calibração dos deslocamentos horizontais da parede

Analisando a Figura 101, fica evidente o impacto do aumento da rigidez da DBC na redução dos deslocamentos da parede. É possível verificar que a rigidez do maciço considerada no cálculo 1 é demasiado conservadora, resultando em deslocamentos muito superiores aos medidos em todas as fases. O cálculo 2 melhorou a aproximação, estando, contudo, a curva ainda muito além do limite superior de deslocamentos medidos em praticamente todas as fases. No cálculo 3, os deslocamentos aproximam-se e a curva já se encontra dentro dos limites definido pela envoltória de deslocamentos medidos na maioria das fases. Somente no cálculo 4 a curva resultante encontra-se dentro dos limites da envoltória de deslocamentos medidos em todas as fases, sendo o deslocamento máximo da mesma ordem de grandeza do observado nos vários inclinômetros, não excedendo os 4 mm na fase de escavação até 25 m.

Conforme discutido no capítulo 4, os inclinômetros instalados na parede mostraram dois tipos de comportamento distintos. Nas primeiras fases de escavação, até os 11.5 m de profundidade e anteriormente à instalação da viga, os movimentos eram típicos de cortina autoportante, isto é, deslocamentos maiores junto à superfície e diminuindo em profundidade. Nas últimas fases de escavação e após a instalação da viga, os deslocamentos próximos da superfície estabilizaram, aumentando somente em profundidade, tendendo para um valor final médio de 4 mm. Contudo, as previsões do modelo numérico mostram apenas um tipo de comportamento bem definido para todas as fases de escavação, observando-se um embarrigamento contínuo da parede à medida que a escavação avança, verificando-se o deslocamento máximo sempre próximo da base da escavação. Os deslocamentos à superfície são praticamente nulos, não sofrendo alterações relevantes desde o início da escavação, bem como junto ao pé da parede.

Dessa forma, verifica-se através da evolução do processo de calibração que o modelo não consegue reproduzir o comportamento observado através da instrumentação nas primeiras fases de cálculo. A explicação para o comportamento medido nas duas primeiras fases (movimento típico de cortina autoportante à superfície) estará relacionada com a movimentação relativa entre painéis, indicando que as juntas entre eles não garantiam uma perfeita ligação para as primeiras fases de escavação, funcionando a cortina como um conjunto de painéis independentes que podiam rodar “livremente” entre

si. O fato de a viga de coroamento ter sido construída já depois de ter sido iniciada a escavação do poço confirma esta hipótese, uma vez que os painéis só foram ligados entre si numa fase posterior.

Como o modelo numérico axissimétrico só permite simular a parede como sendo um elemento contínuo em todo o perímetro, não é possível modelar os painéis de forma individual, não se conseguindo assim simular a movimentação relativa que existiu entre eles. Cabe ressaltar que os restantes parâmetros do modelo, quer do maciço quer do suporte, não influenciam no tipo da forma da curva de deslocamentos da parede, como se poderá verificar nos próximos pontos.

Neste ponto, cabe ressaltar que os deslocamentos reais que ocorrem no maciço aquando da construção de poços resultam de duas parcelas principais. A primeira parcela refere-se aos deslocamentos induzidos pelo próprio processo de construção da parede, que compreende a escavação do maciço para a betonagem dos painéis. A segunda parcela refere-se aos deslocamentos induzidos pela escavação do interior do poço que resultam da interação entre o maciço e o suporte. Os deslocamentos horizontais referidos neste trabalho compreendem apenas aos deslocamentos induzidos pelo processo de escavação do interior do poço, uma vez que o modelo foi calibrado com base nos resultados dos inclinômetros instalados na parede do poço e que, portanto, só mediram os deslocamentos que ocorreram após a parede já ter sido construída. Além disso, não seria possível simular de forma adequada o processo de construção da parede através de um modelo axissimétrico, uma vez que os painéis são na prática escavados e betonados individualmente segundo uma determinada sequência.

À luz do exposto, consideram-se adequados os parâmetros adotados no cálculo 4, pois conduzem à melhor aproximação possível do comportamento médio observado e são, portanto, considerados como os parâmetros finais calibrados (Tabela 14). Deve igualmente salientar-se que os mesmos estão devidamente encontrados nos valores tidos como normais para a formação DBC conforme se pode verificar pelos resultados apresentados no capítulo 4.

Tabela 14 – Parâmetros finais calibrados

Material	S_u (kPa)	E_u (MPa)	v	K_0	γ (kN/m³)
UBrBC	60	60	0.49	1.5	21
UBkBC	225	450	0.49	1.5	22.5
LBrBC	375	750	0.49	1.35	22
LBkBC	375	750	0.49	1.2	22.5
L	500	1000	0.3	1.0	26

5.6 ANÁLISE GLOBAL DOS RESULTADOS

5.6.1 INTRODUÇÃO

Este ponto apresenta e analisa os resultados globais da modelação numérica do Poço de Dublin. Inicia-se por uma análise qualitativa do comportamento geral observado através da deformada da malha. Na sequência, apresentam-se os deslocamentos horizontais e verticais no maciço e no suporte. Analisa-se igualmente o campo de tensões e deformações, as pressões de terras e os esforços resultantes na estrutura de suporte. Por fim, analisa-se a estabilidade e segurança da escavação, discutindo os possíveis mecanismos de rotura e o fator de segurança associado.

5.6.2 COMPORTAMENTO GERAL

A Figura 102 apresenta a deformada da malha de elementos finitos em escala ampliada referente à fase final de escavação. Observa-se que a parede apresenta curvatura convexa voltada ao interior do poço, conforme discutido anteriormente, o que conduz a uma rotação da viga circunferencial no sentido horário. Com relação aos deslocamentos horizontais da parede, observa-se o comportamento descrito no ponto anterior, ou seja, os deslocamentos são praticamente nulos no topo e na base da parede, sendo mais pronunciados a meia altura. Não se identificam assentamentos à superfície observando-se inclusivamente um pequeno empolamento do maciço na proximidade com o topo da parede. De forma semelhante, observa-se no maciço sob a laje de fundo um empolamento com maiores levantamentos na zona próxima ao eixo de simetria. Não se notam distorções significativas do maciço, tendo as camadas permanecido na horizontal.

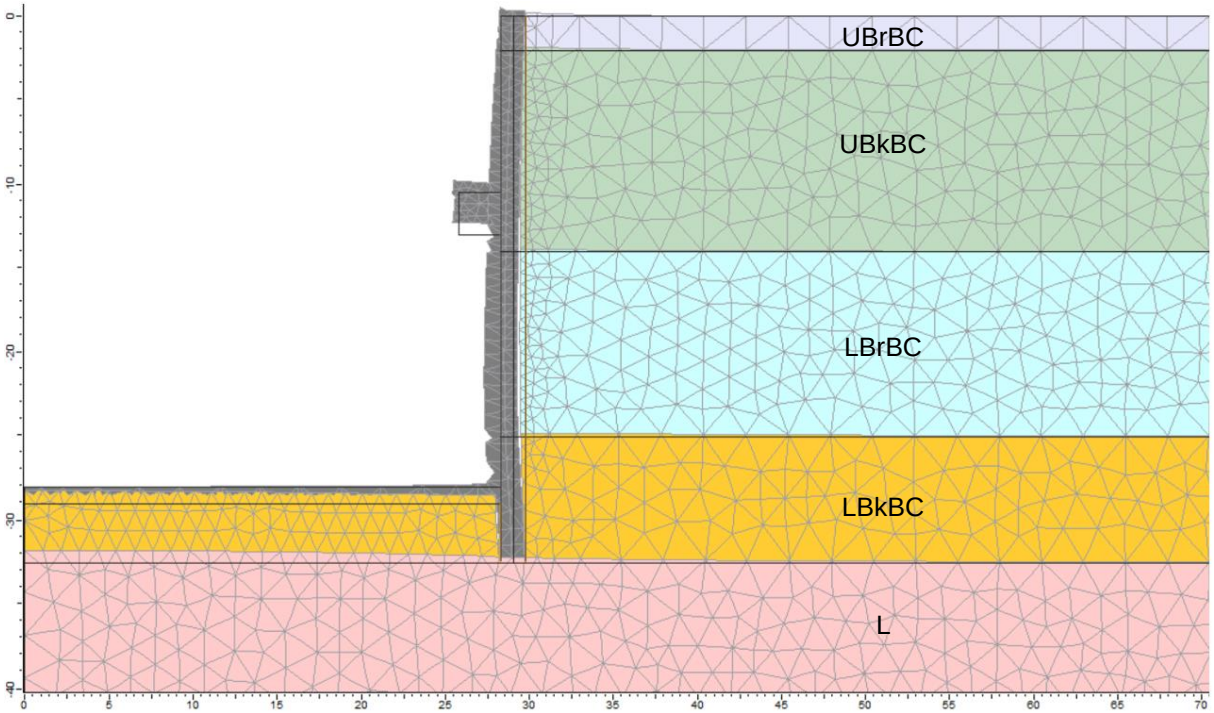


Figura 102 – Deformada da malha na fase final de escavação (escala ampliada)

5.6.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

A Figura 103 apresenta os deslocamentos horizontais no maciço para a fase final de escavação. Os deslocamentos mais relevantes ocorrem nas profundidades compreendidas entre a segunda camada (UBkBC) e a terceira camada (LBrBC). Observa-se também que para além de uma distância horizontal de cerca de 30 m da parede (aproximadamente meio diâmetro do poço), os deslocamentos horizontais no maciço tendem a anular-se. Isto denota que, para além desta distância, os efeitos da escavação praticamente já não se fazem sentir. Devido à rotação do pé da cortina, observam-se também deslocamentos horizontais na camada de LBkBC em frente ao pé da mesma.

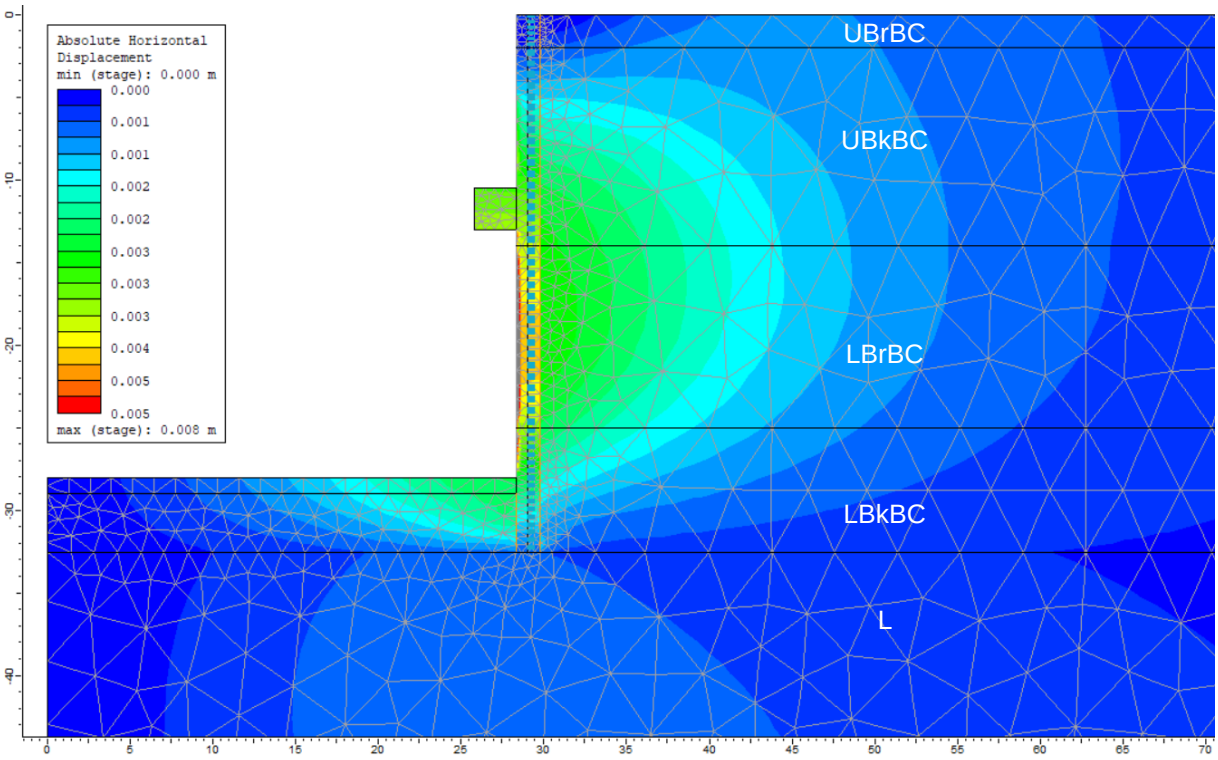


Figura 103 – Deslocamentos horizontais no maciço (absolutos)

A Figura 104 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais da parede durante o processo de escavação através das curvas resultantes do cálculo numérico para várias fases, indicando-se para referência a profundidade da base da escavação em cada fase (linha horizontal contínua a vermelho). Apresenta-se na mesma figura a geometria do poço e o perfil geotécnico para referência.

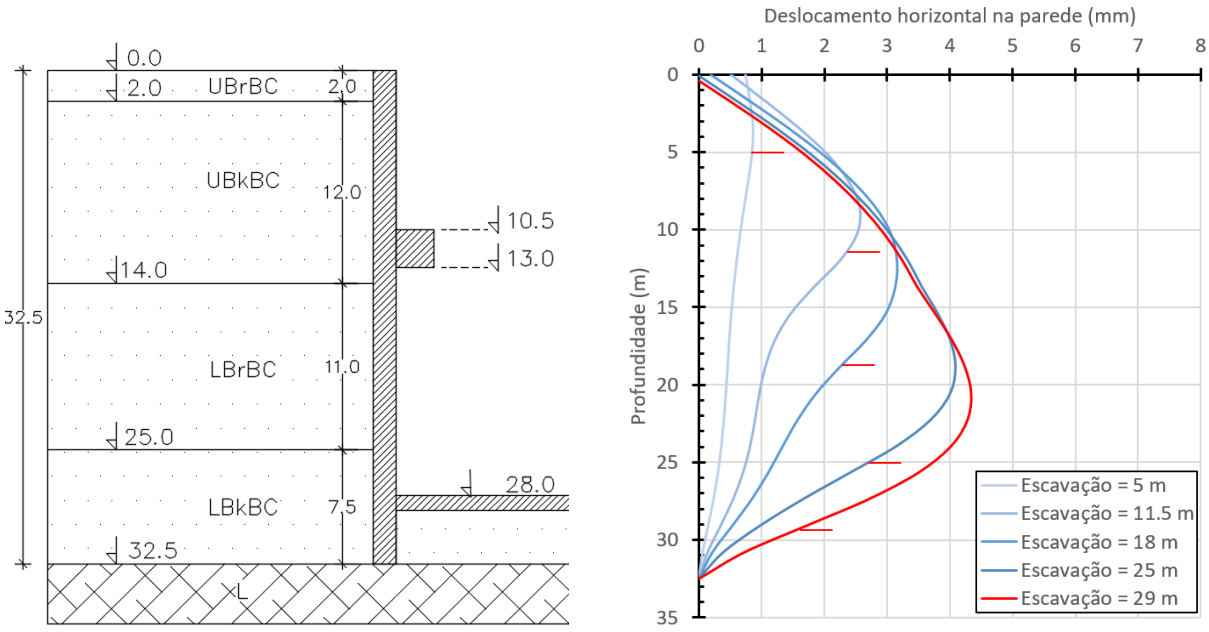


Figura 104 – Evolução dos deslocamentos horizontais na parede ao longo do processo de escavação

Conforme discutido anteriormente, o processo de calibração do modelo teve como estratégia aproximar os deslocamentos horizontais da parede ao comportamento médio observado nos vários inclinômetros, conduzindo a um deslocamento máximo de cerca de 4 mm na fase de escavação até 25 m. Observa-se na Figura 104 que para a fase final de escavação (até os 29 m), os deslocamentos horizontais não sofrem variações significativas.

Foi também verificado que as previsões do modelo numérico mostram apenas um tipo de comportamento bem definido: na medida em que a escavação avança, observa-se um embarrigamento contínuo da parede, cabendo ressaltar que os deslocamentos máximos ocorrem em profundidades próximas da base até a fase em que a viga circunferencial é instalada (escavação até os 11.5 m). Após esta fase, os deslocamentos máximos ocorrem muito acima da base da escavação de cada fase, indicando uma possível influência da viga que será estudada nos próximos pontos. Os deslocamentos no topo são praticamente nulos, não sofrendo alterações significativas durante a escavação, e são inclusivamente nulos na base.

Com relação aos deslocamentos da parede próximos ao topo, poder-se-ia esperar deslocamentos mais relevantes (conforme mostra o monitoramento) em função da baixa rigidez da primeira camada (UBrBC) e dos elevados coeficientes de impulso em repouso considerados. Contudo, isto não se verifica no cálculo numérico. Os deslocamentos mostrados no monitoramento apontam para aspectos construtivos, conforme discutidos anteriormente (movimentação relativa entre painéis e instalação tardia da viga de coroamento). Já para os deslocamentos no pé da parede, observa-se que o comprimento encastrado na camada de LBkBC é suficiente para restringir quase totalmente os deslocamentos.

5.6.4 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

A Figura 105 apresenta os deslocamentos verticais no maciço para a fase final de escavação. Observam-se deslocamentos ascendentes na base da escavação, sendo maiores na proximidade com o eixo de simetria. Notam-se também deslocamentos ascendentes próximos ao topo da parede, ainda que de menor magnitude. Este comportamento estará associado ao empolamento do maciço na base da parede causado pelo alívio de pressões durante a escavação. Idêntico comportamento também foi observado por Schwamb (2014) para o poço de Abbey Mills, que por sua vez foi construído num maciço de formações geotécnicas em alguma medida semelhantes ao maciço de DBC. Naturalmente que a análise efetuada apenas simula o comportamento a curto prazo, pelo que a longo prazo, dependendo das condições hidráulicas finais, podem-se verificar assentamentos. Não existindo informação da instrumentação a longo prazo, optou-se por não simular o comportamento diferido no tempo destes materiais e focar a análise no comportamento a curto prazo.

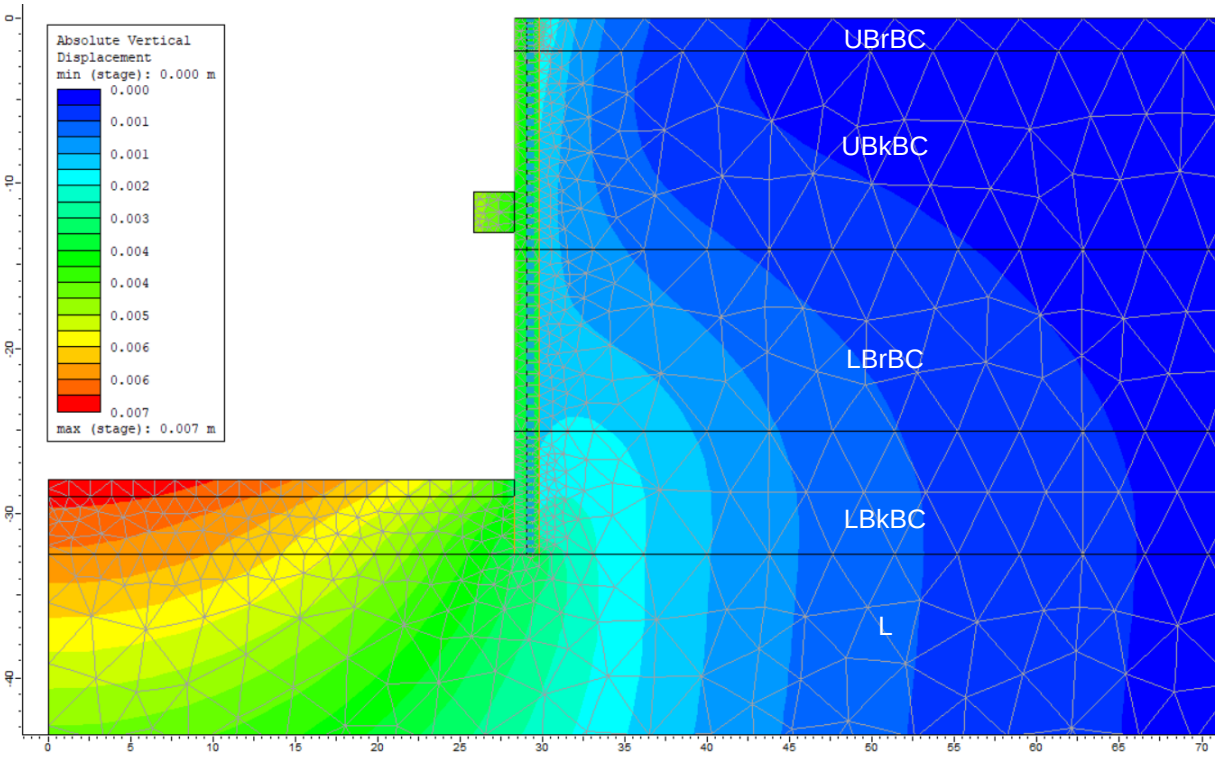


Figura 105 – Deslocamentos verticais no maciço

A Figura 106 apresenta a evolução dos deslocamentos verticais à superfície em cada fase de escavação. Observa-se que os deslocamentos, apesar de muito pequenos em todas as fases, são maiores na última, atingindo um máximo na proximidade com a parede e tendendo a evanescer na medida em que se afasta da escavação. Nota-se também que a parede tende a deslocar-se para cima, atingindo um deslocamento máximo da ordem de 4 mm.

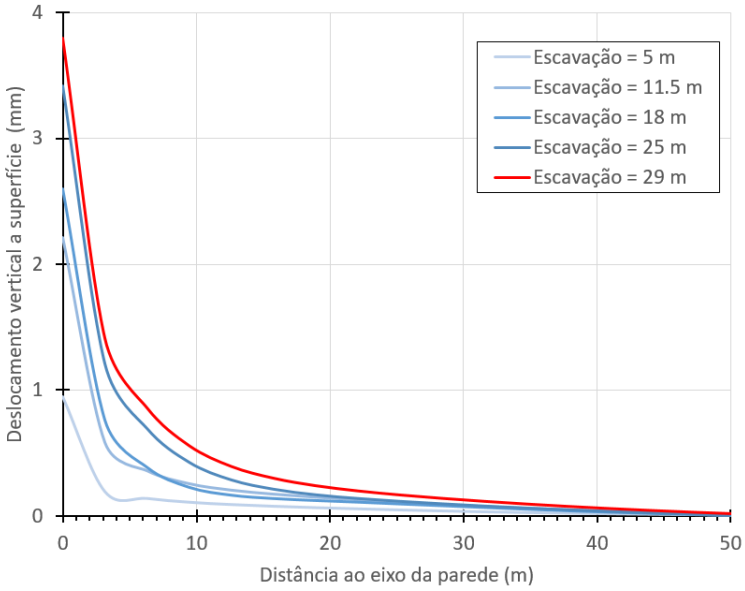


Figura 106 – Deslocamentos verticais na superfície

A Figura 107 apresenta a evolução dos deslocamentos verticais na base da escavação de cada fase. Observa-se que os deslocamentos são muito pequenos em todas as fases, sendo que nas três últimas praticamente não variam. Os deslocamentos máximos são da ordem de 7 mm próximos ao eixo de simetria do poço, decorrente do maior alívio de pressões nessa zona, e tendem a ser menores na proximidade com a parede devido às restrições por esta impostas. Isto também indica que a rotura de fundo não deverá ser um problema condicionante em nenhuma fase de escavação, face aos baixos valores de deslocamentos verticais atingidos.

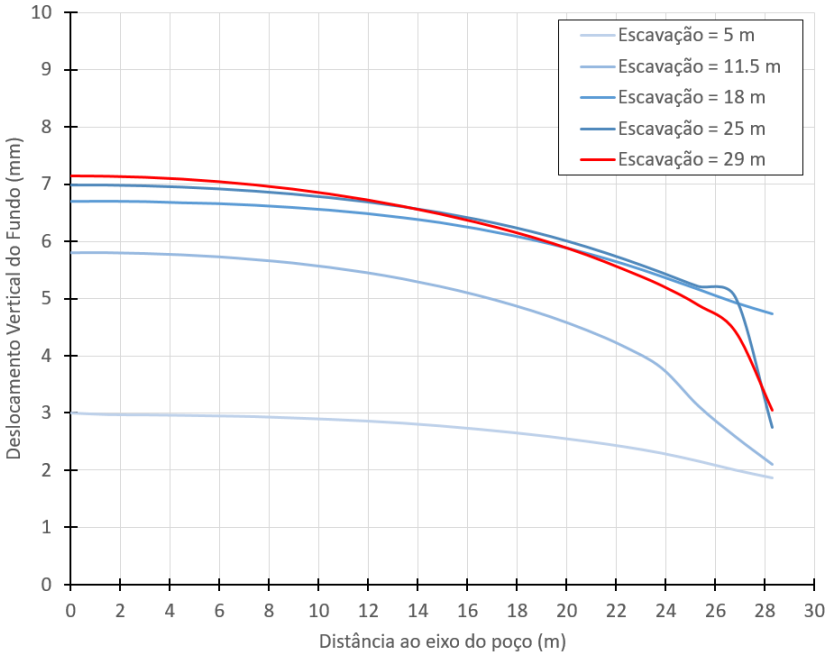


Figura 107 - Deslocamentos verticais na base em cada fase de escavação

5.6.5 CAMPO DE TENSÕES

A Figura 108, a Figura 109 e a Figura 110 apresentam o estado de tensão no maciço para a fase final de escavação segundo a direção radial σ_{xx}, a direção vertical σ_{yy} e a direção circunferencial σ_z (para fora do plano), respectivamente. A escala de cores em ambas as figuras foi mantida a mesma para permitir uma melhor comparação entre elas, sendo que as zonas sem cores se encontram fora da escala definida, mas não têm relevância para a análise em questão. Recorde-se que inicialmente a tensão principal máxima σ_1 corresponde à tensão radial σ_{xx} ($\sigma_1 = \sigma_{xx}$) e a tensão principal mínima σ_3 coincide com a tensão vertical σ_{yy} ($\sigma_3 = \sigma_{yy}$), sendo a tensão radial σ_{xx} maior que a tensão vertical σ_{yy} no maciço de DBC ($\sigma_{xx} > \sigma_{yy}$) uma vez que o coeficiente de impulso em repouso é superior à unidade ($K_0 > 1.0$). Note-se também que inicialmente os valores da tensão radial σ_{xx} coincidem com os valores da tensão circunferencial σ_z ($\sigma_{xx} = \sigma_z$) e, portanto, $\sigma_1 = \sigma_{xx} = \sigma_z$.

Analisando o campo de tensões nas figuras, observam-se alterações significativas na zona da cortina, especialmente no caso da tensão radial σ_{xx}. Para uma distância superior a meio diâmetro (cerca de 30 m a partir da parede do poço), o efeito da escavação praticamente já não se faz sentir, pois as tensões aproximam-se das verificadas no estado inicial. Este comportamento também pode ser verificado nos gráficos da Figura 111, onde se apresentam as tensões no maciço na fase final de escavação (σ_{xx}, σ_{yy} e σ_z) para várias distâncias à parede e compara-se os resultados com as tensões equivalentes definidas no estado de tensão inicial (σ_{xx0}, σ_{yy0} e σ_{z0}). Para a zona do maciço imediatamente atrás do suporte (a 1 m de distância, Figura 111a), fica evidente a redução da tensão radial σ_{xx}, principalmente na zona a meia altura do poço, por efeito da descompressão do maciço durante o processo de escavação. Além disso, é interessante verificar que a tensão vertical σ_{yy} junto a parede do poço também sofre uma redução com a profundidade. Esta diminuição das tensões verticais tem a ver com o fato de, em consequência da consideração da resistência da interface e da respetiva mobilização das tensões de corte, o maciço se “pendurar” na parede, fazendo com que nas proximidades desta as tensões verticais diminuam. Para uma distância de 5 m (Figura 111b), este efeito da redução da tensão vertical praticamente já não se faz notar, mas ainda se observa a redução da tensão radial. A uma distância de 30 m (sensivelmente meio diâmetro, Figura 111c), a diferença entre a tensão radial final e inicial é muito pequena e aos 60 m de distância (correspondendo a um diâmetro, Figura 111d), as três tensões coincidem. Relativamente as tensões circunferenciais σ_z, elas variam muito pouco independentemente da distância a parede em que são tomadas o que significa que a escavação do maciço não parece afetar significativamente esta tensão, o que implica que o efeito de arco circunferencial não deve ser predominante.

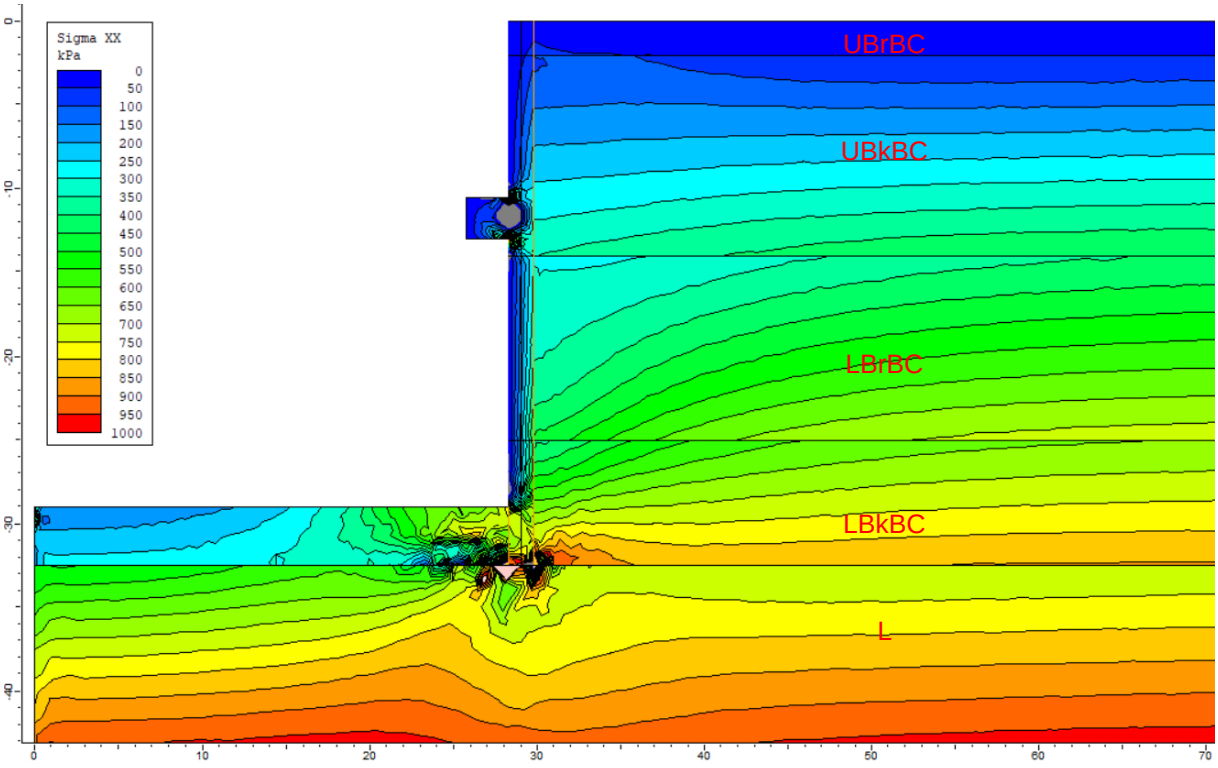


Figura 108 – Tensões totais na direção horizontal (σ_{xx})

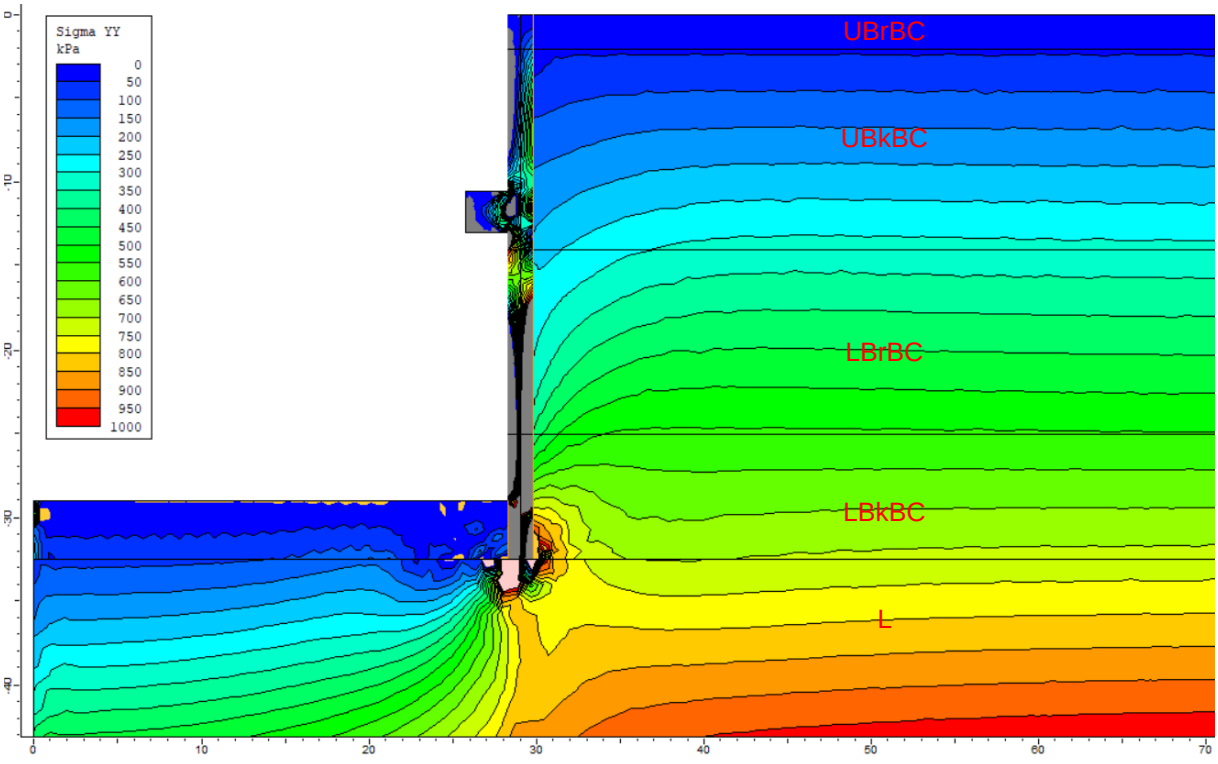


Figura 109 - Tensões totais na direção vertical (σ_{yy})

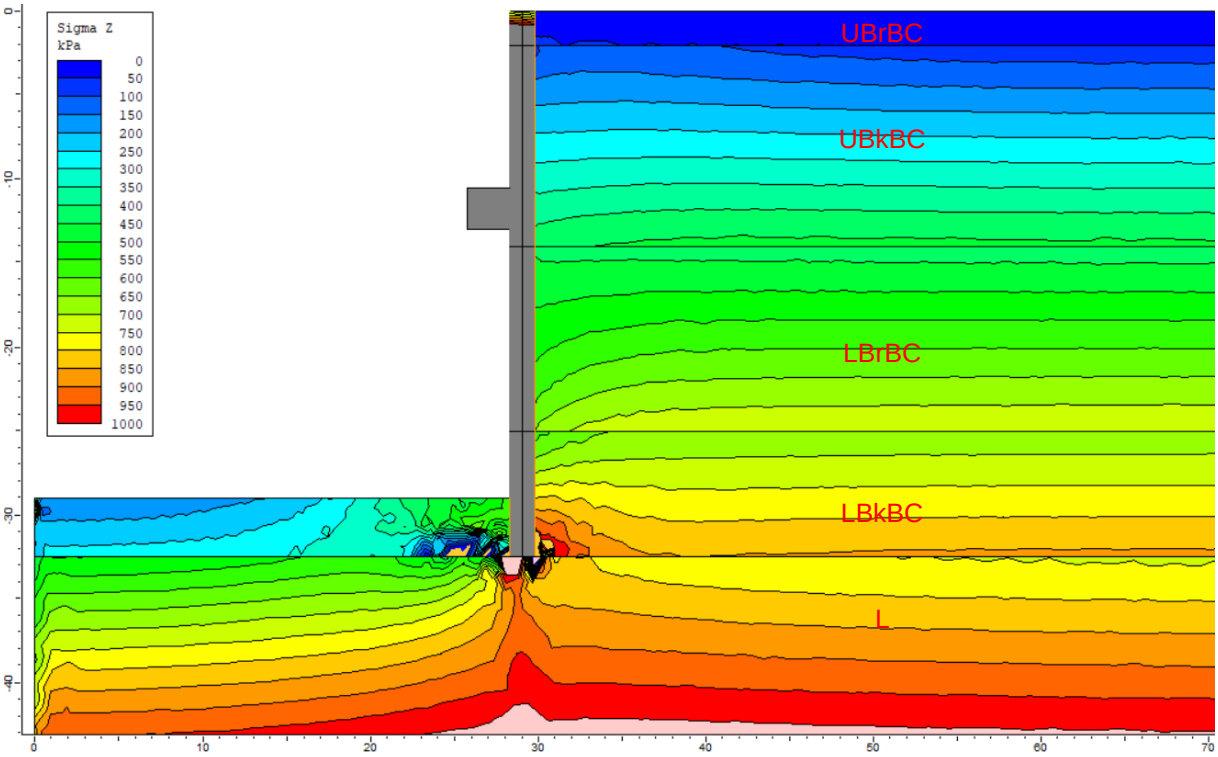
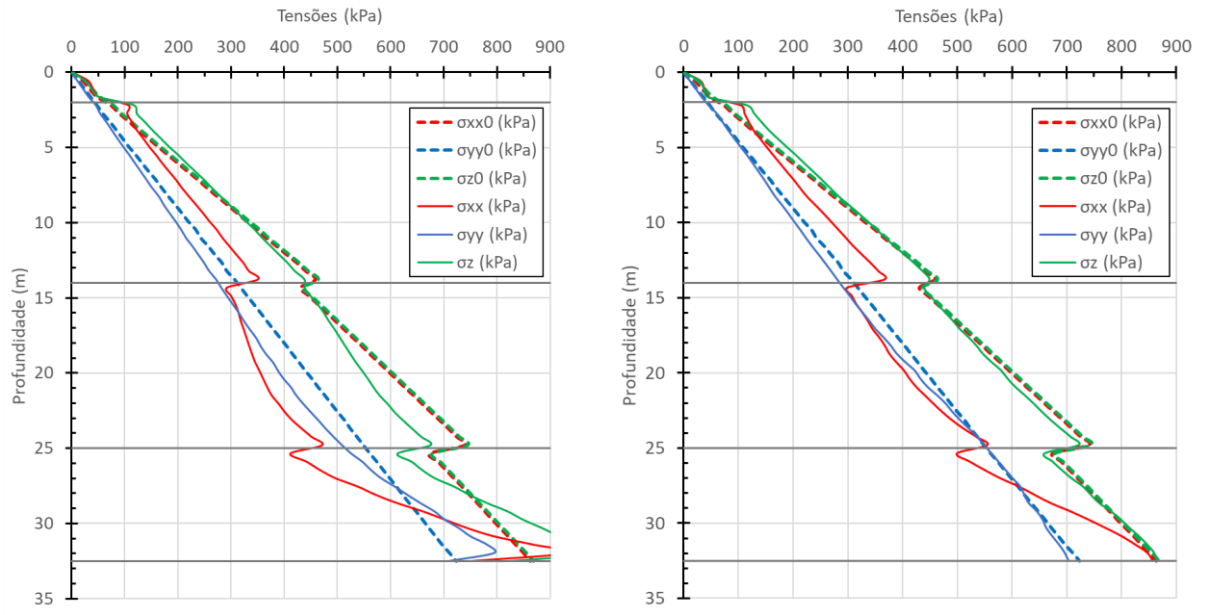
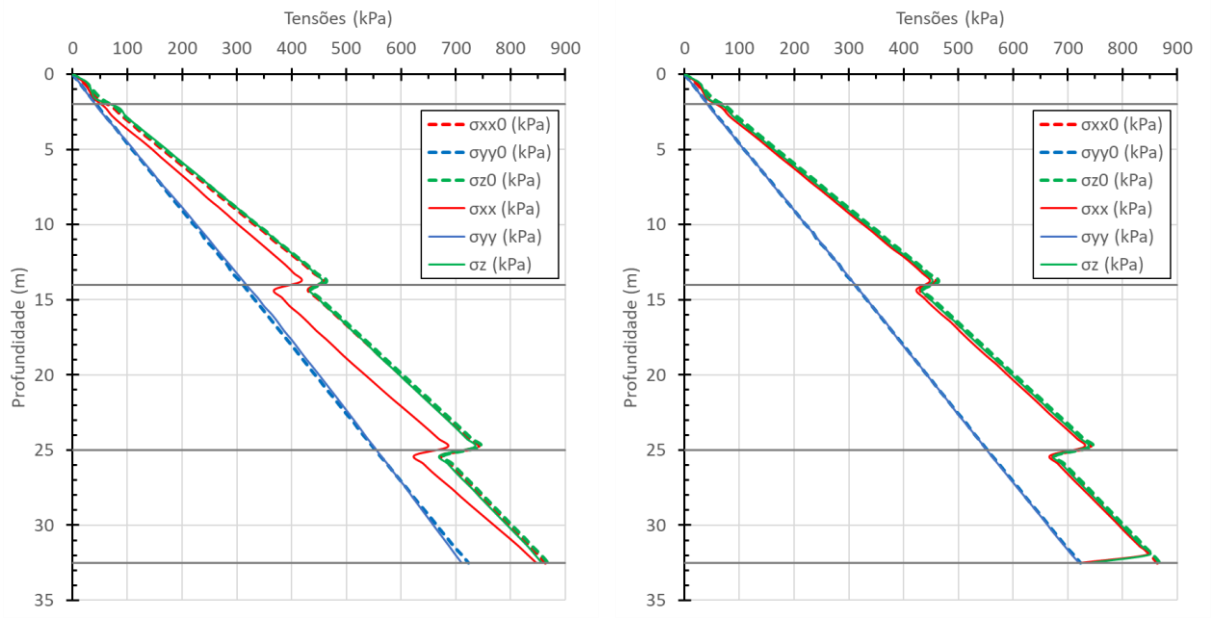


Figura 110 - Tensões totais na direção circunferencial (σ_z)



(a) 1 m (b) 5 m

Figura 111 - Tensões no maciço para diferentes distâncias da parede



(c) 30 m (d) 60 m

Figura 111 – Tensões no maciço para diferentes distâncias da parede

A Figura 112 apresenta a evolução das tensões ao longo do cálculo em um ponto "P" fixo no maciço e localizado a 15 m de profundidade (cerca de meia altura do poço) imediatamente atrás do suporte (afastado cerca de 0.1 m). O eixo horizontal representa a distância em profundidade à frente de escavação relativamente ao ponto P. Analisando a figura, observa-se um comportamento coerente com o discutido anteriormente. As tensões radiais σ_{xx} são as que mais se reduzem em função dos deslocamentos da parede, observando-se também uma pequena redução das tensões verticais σ_{yy} e pouca variação das tensões circunferenciais σ_z. Globalmente pode dizer-se que à parte de uma ligeira descompressão radial não existe muita variação do estado de tensão causado pela construção do poço.

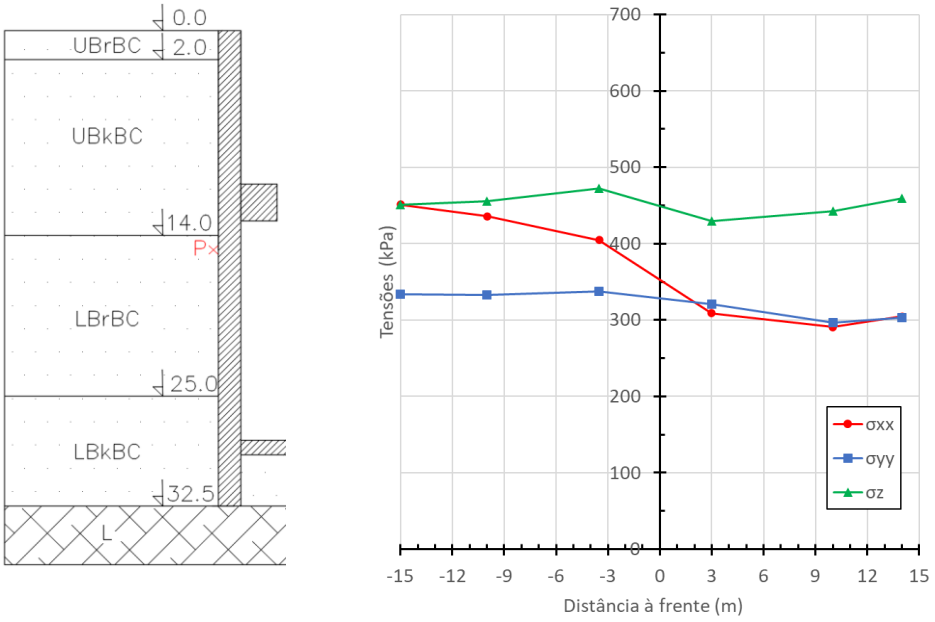


Figura 112 – Evolução das tensões no ponto P do maciço

5.6.6 EXTENSÕES

A Figura 113 apresenta as extensões no maciço referentes à fase final de escavação para valores até 0.1% (1.0 x 10^{-3}). Analisando a figura, observa-se que o maciço do tardoz encontra majoritariamente sob extensão positiva (expansão). Como seria expectável as extensões variam no maciço, mas pode-se tomar como referência na zona de influência do poço uma extensão média da ordem de 2.0 x 10^{-4} (0.02%), sendo que o valor máximo não excede 0.1% a menos de zonas muito pontuais e localizados onde existem concentrações de tensões. Portanto, pode-se concluir que as extensões obtidas pelo cálculo numérico são muito pequenas e estão inclusivamente dentro do intervalo espectável para o qual foram definidas as propriedades de rigidez da DBC (de 0.01% a 0.1%), conforme discutido no capítulo 4.

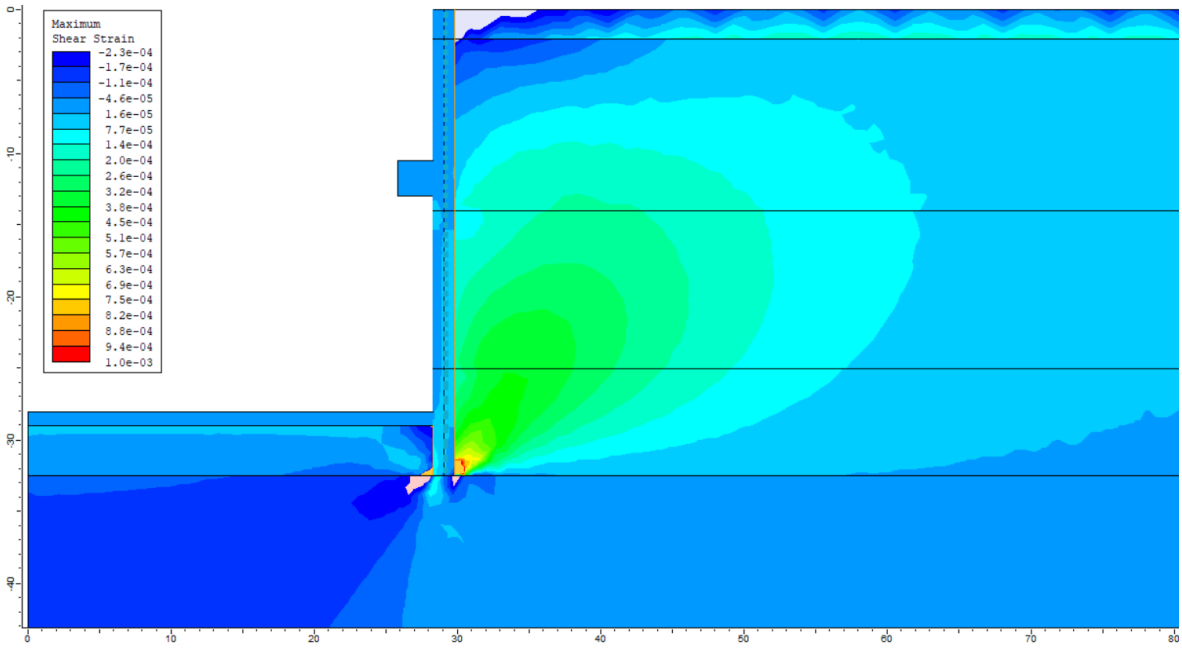


Figura 113 – Extensões no maciço ε_{max}

5.6.7 PRESSÕES DE TERRAS

Conforme discutido no capítulo 2, diversos autores se debruçaram sobre a questão da estimativa das pressões de terras atuantes no suporte de poços circulares, tendo a maioria dos estudos analíticos concluído que, após um crescimento inicial a partir da superfície, as pressões tendiam a estabilizar num valor aproximadamente constante em profundidade. Contudo, os métodos analíticos estimam as pressões atuantes em uma situação de equilíbrio limite, não tendo em conta fatores como a rigidez do suporte, o faseamento construtivo e a interação solo-estrutura. Estes fatores têm grande influência no comportamento das pressões conforme verificado por Janeiro (2017).

A Figura 114 apresenta a evolução das pressões de terras atuantes no suporte para várias fases de escavação e compara com as equivalentes tensões no estado inicial (tensões radiais iniciais σ_{xx0}). Analisando a figura, observa-se que a forma das curvas não está de acordo com a proposta da maioria dos estudos analíticos, pois a tensão radial não tende para um valor aproximadamente constante em profundidade. As pressões crescem em profundidade, atingindo um valor de cerca de 300 kPa a meia altura (aos 15 m) e são da ordem dos 600 kPa na profundidade da laje de fundo (aos 29 m). Isto decorre devido à elevada rigidez do suporte e ao fato de ser instalado integralmente antes da escavação do poço, conduzindo a muito pouca descompressão do maciço, tal como se havia mostrado anteriormente.

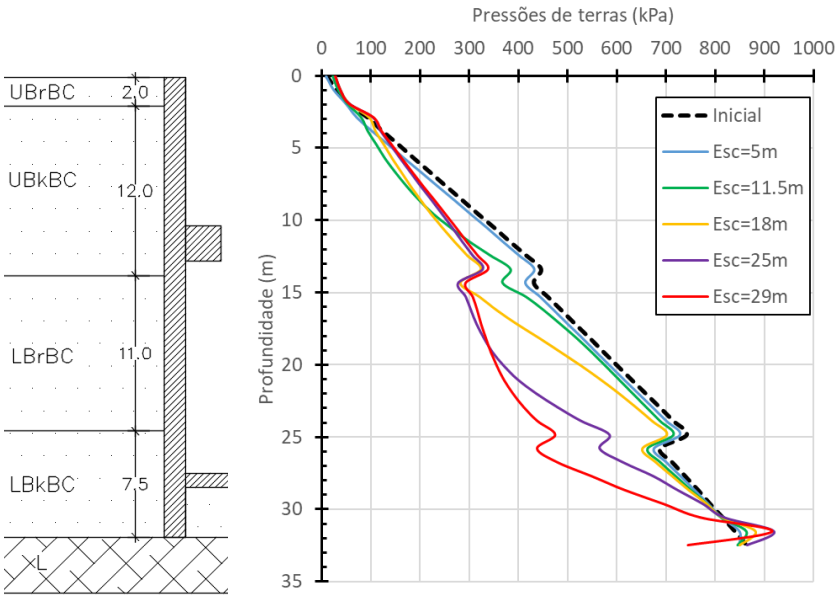
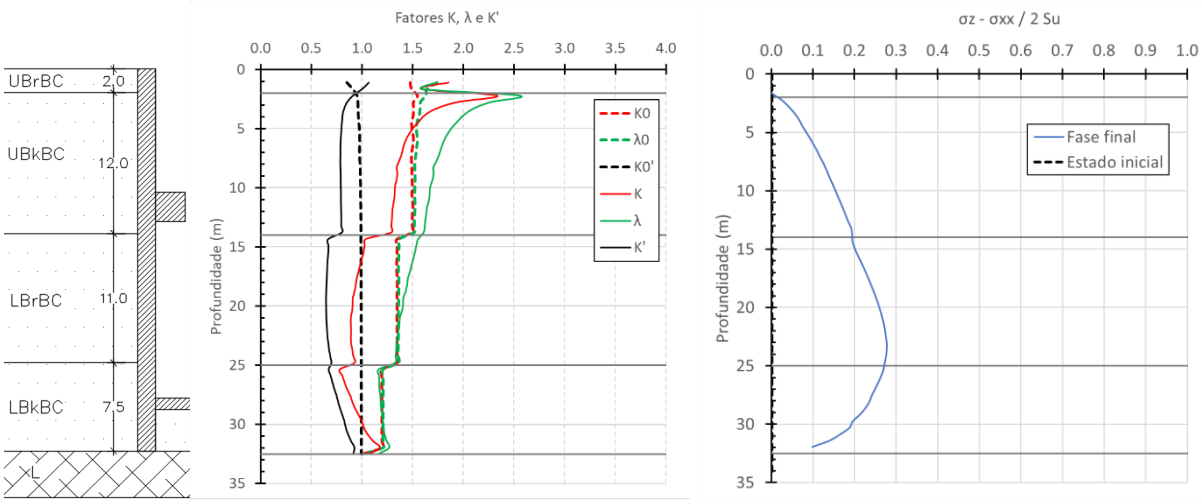


Figura 114 – Pressões de terras no suporte para várias fases de escavação

A Figura 115 apresenta a evolução dos fatores K, λ e K' bem como o nível de plastificação no maciço. O fator K representa o rácio entre a tensão radial e a tensão vertical ($K=\sigma_{xx}/\sigma_{yy}$), o fator λ representa o rácio entre a tensão circunferencial e a tensão vertical ($\lambda=\sigma_z/\sigma_{yy}$) e o fator K' representa o rácio entre a tensão radial e a tensão circunferencial ($K'=\sigma_{xx}/\sigma_z$). Os valores foram tomados para uma distância de 1 m da parede, considerando-se as respectivas tensões nas fases inicial e final (conforme apresentado na Figura 111a). Na fase inicial, a tensão radial é, por equilíbrio, igual a tensão circunferencial (isto é, $\sigma_{xx0} = \sigma_{z0}$), implicando que o rácio K_0 seja igual ao λ_0 e que o K_0' seja unitário.



(a) Evolução do rácio de tensões K, λ e K' (b) Nível de plastificação no maciço

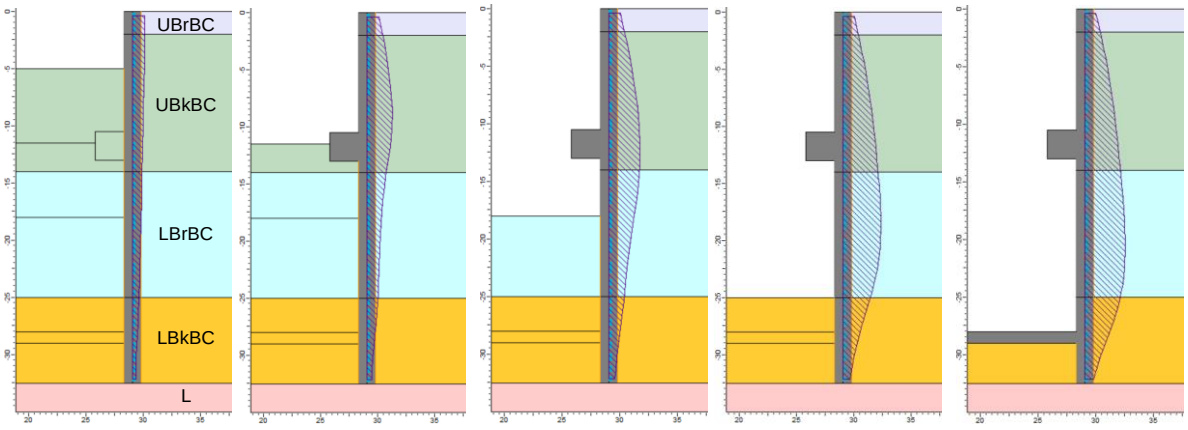
Figura 115 – Evolução do rácio de tensões K, λ e K' e do nível de plastificação no maciço

Segundo Cheng et al. (2008), para a maioria dos casos, o fator K tende a decrescer com a deformação lateral do poço de K_0 até K_a durante a escavação, sendo K_a o coeficiente de impulso que define a relação entre as tensões principais no estado limite ativo de rotura por corte. Contudo, neste caso, as tendências verificadas por Cheng et al. (2008) não são diretamente comparáveis através do fator K. Como o K_0 é superior à unidade, a tensão principal máxima na fase final de escavação é a tensão circunferencial, e não a tensão vertical como seria de se esperar no caso do K_0 ser inferior a unidade. Neste caso, o fator K' traduz melhor a tendência de evolução do estado de tensão no maciço em direção ao estado de equilíbrio limite ativo. Assim, observa-se na Figura 115a que o fator K' diminui relativamente ao estado inicial K_0'. No entanto, como o maciço se deforma muito pouco, não só em função da elevada capacidade resistente do próprio maciço, mas também devido à elevada rigidez da estrutura de suporte, o estado de tensão na fase final de escavação ainda está bastante afastado de um estado de equilíbrio limite ativo de rotura por corte, conforme apresenta a Figura 115b. Nesta figura, apresenta-se o nível de plastificação do maciço em profundidade através de uma expressão que relaciona a diferença das tensões principais com a resistência não drenada. Analisando a figura, observa-se que a curva resultante na fase final de escavação está bastante afastada do valor unitário, que por sua vez indicaria a plastificação do maciço. Este comportamento tem implicações significativas na estimativa de pressões de terras. Caso estas pressões fossem estimadas através de métodos analíticos, esperar-se-ia obter valores menores do que os obtidos na modelação numérica, pois, conforme referido, os métodos analíticos avaliam o problema em situação de equilíbrio limite, não tendo em conta a rigidez do suporte e o estado real de deformação do maciço. Com relação ao fator λ, observa-se na Figura 115a uma tendência de aumento na segunda e terceira camadas. Segundo Pedro (2013), o aumento do λ em condições axissimétricas pode indicar a ocorrência do efeito de arco circunferencial. Contudo, neste caso, o efeito de arco circunferencial é muito pequeno, pois a variação das tensões circunferenciais σ_z entre a fase final e inicial é muito pequena, conforme mostra a Figura 111a. Observa-se que o aumento λ se dá em maior medida devido a um decréscimo da tensão vertical σ_{yy} por consequência do efeito da consideração da resistência da interface referido anteriormente. Do exposto conclui-se que neste caso não existe praticamente efeito de arco circunferencial devido às pequenas deformações que são permitidas pela elevada rigidez do maçico e do suporte.

5.6.8 Esforços no Suporte

5.6.8.1 Esforço de Compressão Circunferencial

A Figura 116 apresenta a evolução do esforço de compressão circunferencial na parede ao longo do processo de escavação, representando-se na Figura 117 os resultados sobrepostos no mesmo gráfico.



(a) Esc = 5 m (b) Esc = 11.5 m (c) Esc = 18 m (d) Esc = 25 m (e) Esc = 29 m

Figura 116 - Evolução do esforço de compressão circunferencial na parede ao longo do processo de escavação

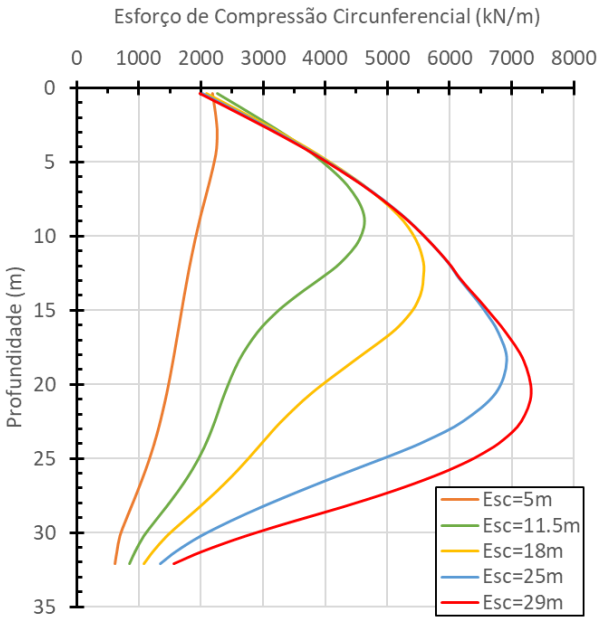


Figura 117 - Esforço de compressão circunferencial na parede em cada fase de escavação

Os resultados mostram um aumento do esforço de compressão circunferencial ao longo do processo de escavação, onde as pressões de terras são equilibradas pela parede do poço através dos esforços de membrana no plano horizontal. O esforço de compressão circunferencial máximo ocorre na última fase de escavação e é de cerca de 7500 kN/m a 20 m de profundidade.

Com relação a viga, uma forma de se obter os esforços de compressão é através da integração das tensões circunferenciais σ_z atuantes na seção transversal, conforme apresenta a Figura 118. Dessa

forma, estima-se um esforço de compressão circunferencial máximo da ordem de 6000 kN/m. Além disso, a figura evidencia o contraste entre a tensão circunferencial σ_z no maciço e no suporte, mostrando, como seria expectável, que estas tensões são muito menores no maciço do que no suporte. Conforme discutido no capítulo 2, este contraste é resultante do equilíbrio das pressões de terras pela estrutura de suporte do poço através de esforços de compressão e denota a principal propriedade dos poços circulares, que é a capacidade de equilibrar os impulsos de terras através de esforços de membrana ao longo de sua seção transversal, o que permite dizer que a forma circular é auto equilibrada.

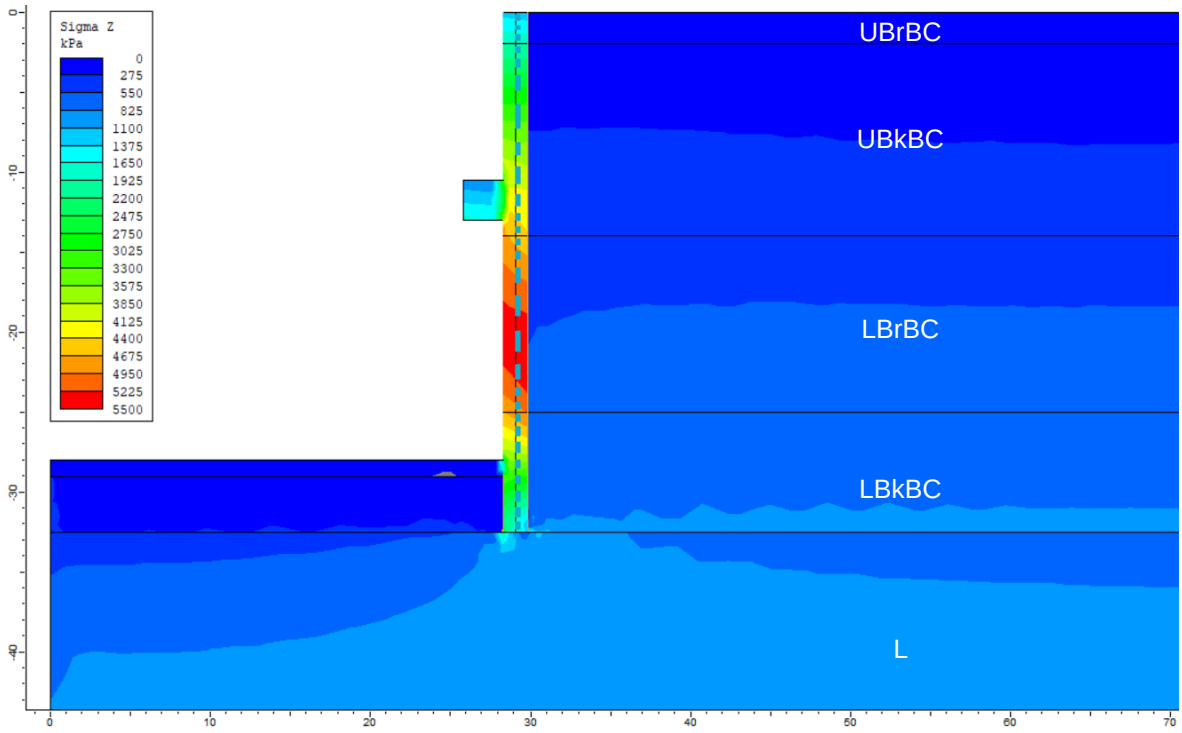
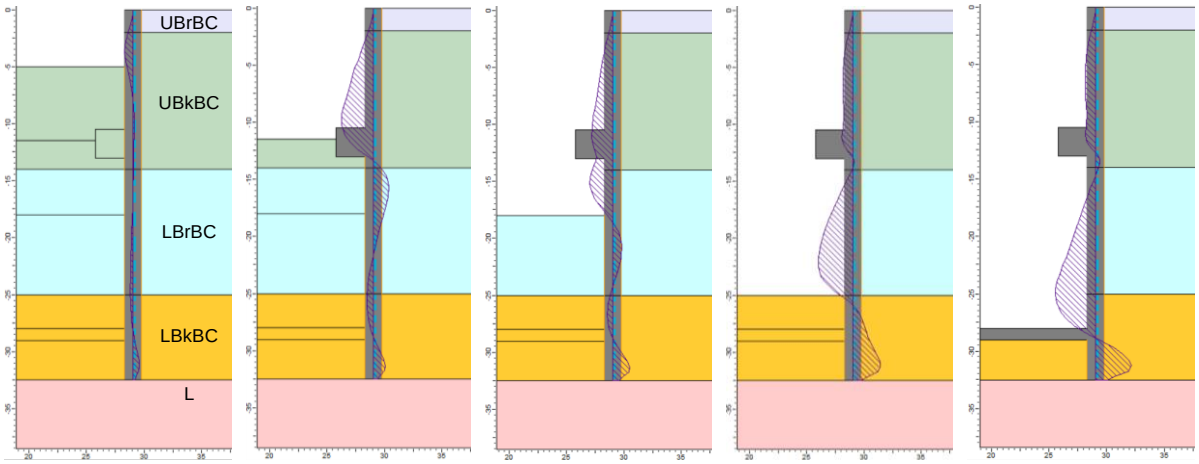


Figura 118 - Contraste entre as tensões circunferenciais (σ_z) no maciço e no suporte

5.6.8.2 MOMENTOS FLETORES

A Figura 119 apresenta a evolução dos momentos fletores na parede do poço ao longo do processo de escavação e a Figura 120 apresenta a sua comparação no mesmo gráfico. A convenção de sinais define como negativos os momentos que conduzem a esforços de tração na face da parece voltada ao interior da escavação e o gráfico de momentos estará desenhado sobre o lado da face tracionada.



(a) Esc = 5 m (b) Esc = 11.5 m (c) Esc = 18 m (d) Esc = 25 m (e) Esc = 29 m

Figura 119 – Evolução dos momentos fletores na parede ao longo do processo de escavação

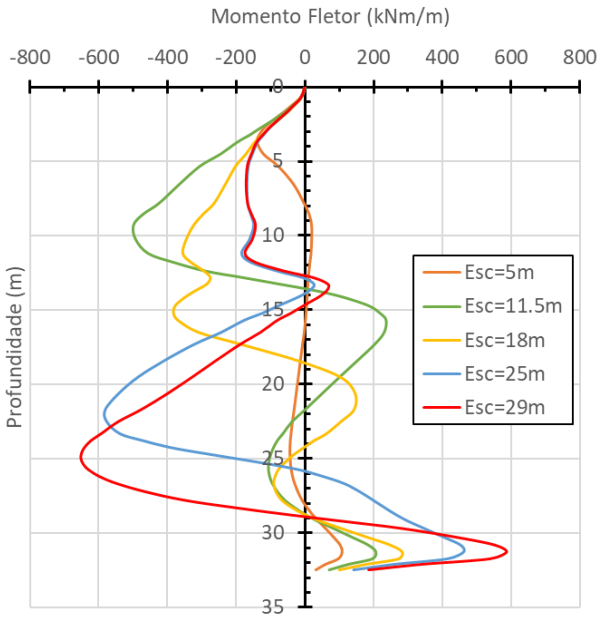


Figura 120 - Momentos fletores na parede em cada fase de escavação

Analisando a evolução dos momentos fletores através da Figura 119, observa-se que os momentos máximos em todas as fases ocorrem sempre na face voltada ao interior da escavação, ou seja, predominam os momentos negativos que conduzem a esforços de tração nesta face. Nota-se também que o momento máximo, em cada fase, tende a ocorrer a uma profundidade intermédia, compreendida entre os limites da zona escavada de cada fase, e anulam-se próximos da base.

Na primeira fase (escavação até 5 m), observa-se que só há momentos significativos na parte superior da parede, ocorrendo um máximo negativo próximo da base da escavação. Na fase seguinte (escavação até os 11.5 m e anteriormente a instalação da viga), os momentos aumentam seguindo a mesma tendência, contudo, devido aos elevados momentos negativos na face voltada ao interior da escavação, começam a surgir momentos positivos na face oposta para equilibrá-los por consequência do comprimento encastrado da parede.

Após a instalação da viga e para uma profundidade de escavação de 18 m, os momentos máximos negativos se reduzem, apontando para uma possível influência da viga nesta profundidade que, a partir da fase de escavação até os 11.5 m, passaria a funcionar como um "apoio" para a parede. Nas fases seguintes (escavação até 25 m e 29 m), ocorre novamente o comportamento observado nas fases iniciais, isto é, o momento máximo em cada fase volta a crescer com o avanço da escavação e ocorrem à uma profundidade intermediária compreendida entre os limites da zona escavada de cada fase.

A Figura 120 mostra que o momento negativo máximo antes da instalação da viga (escavação até 11.5 m) é de -500 kNm/m, enquanto que o máximo positivo é de 250 kNm/m. Na fase seguinte à instalação da viga (escavação até 18 m), ambos os máximos se reduzem, sendo o negativo cerca de -400 kNm/m e o positivo 150 kNm/m. Nas últimas fases (escavação até 25 m e 29 m), os momentos negativos voltam a aumentar, sendo o máximo negativo de cerca de -650 kNm/m e o máximo positivo de 600 kNm/m.

5.6.8.3 ESFORÇO TRANSVERSO

A Figura 121 apresenta a evolução do esforço transverso na parede (direção radial) ao longo do processo de escavação e a Figura 122 apresenta os resultados resumidos em um mesmo gráfico.

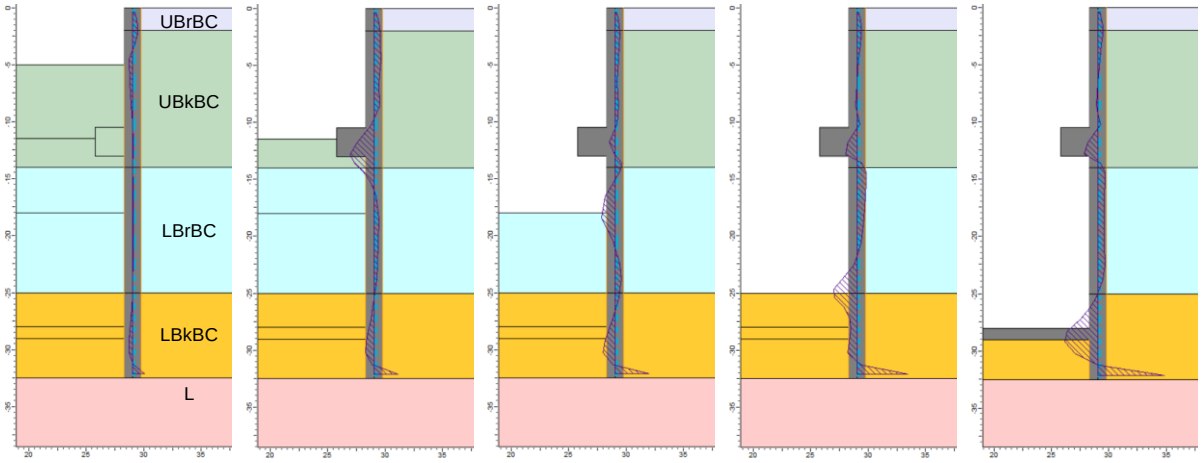


Figura 121 - Evolução do esforço transverso na parede ao longo do processo de escavação

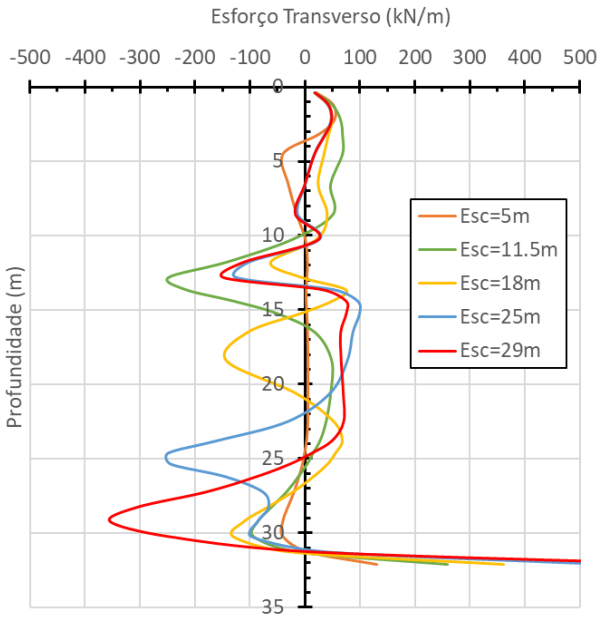


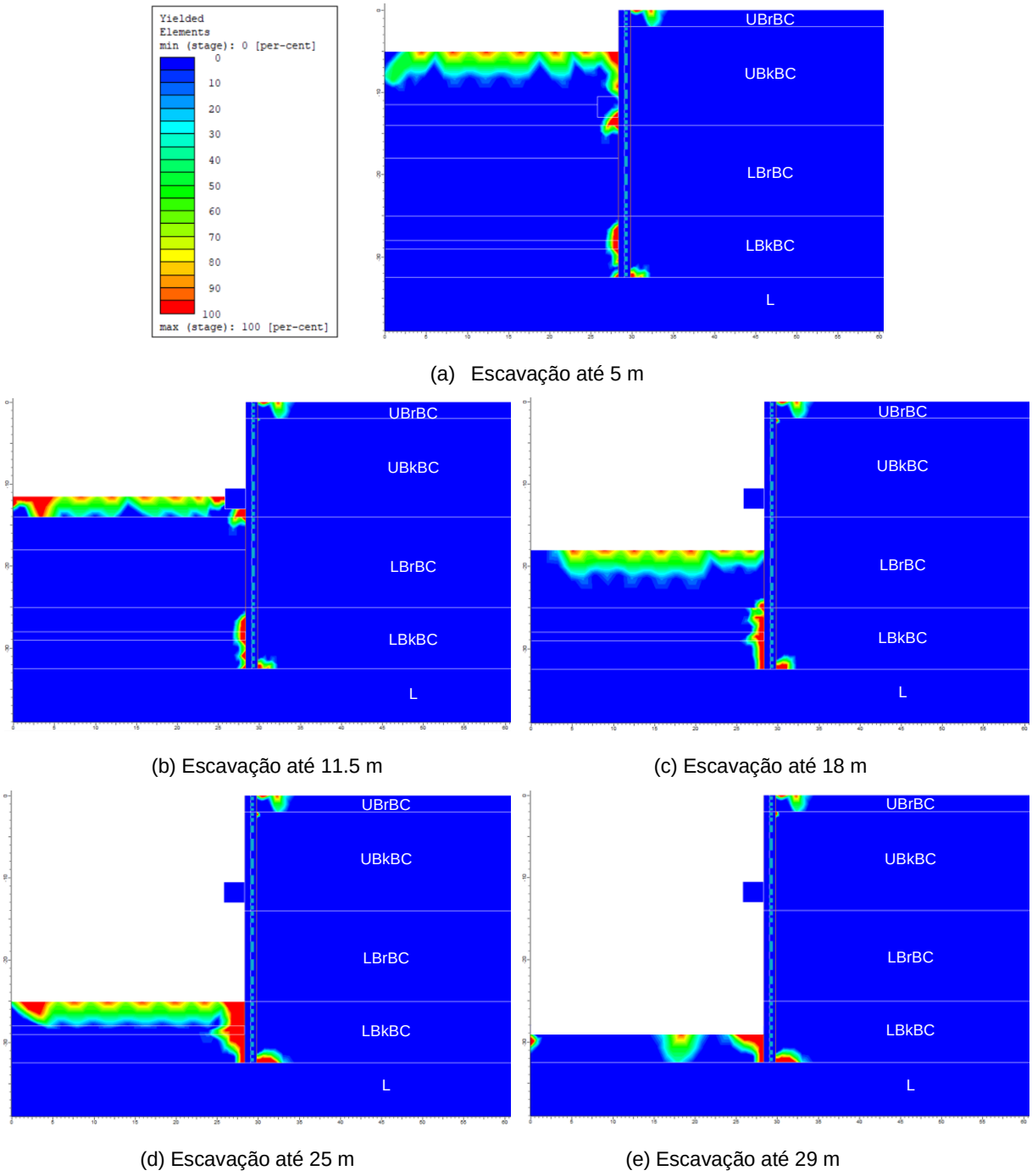
Figura 122 – Esforço transverso na parede em cada fase de escavação

Analisando a Figura 121, observa-se um comportamento coerente com o observado para os momentos fletores na Figura 119, isto é, o esforço transverso é máximo onde o momento fletor é nulo, sendo nulo onde o momento fletor é máximo.

Além disso, o esforço transverso tende a aumentar à medida que a escavação avança, ocorrendo um máximo na profundidade próxima a base da escavação de cada fase. A análise da Figura 122 mostra que o esforço transverso máximo ocorre junto a base da última fase de escavação, atingindo um valor de cerca de 350 kN/m.

5.6.9 ESTABILIDADE E SEGURANÇA

Conforme discutido no capítulo 2 e uma vez que a parede diafragma é instalada integralmente antes da escavação do interior do poço, o mecanismo de rotura mais provável do ponto de vista geotécnico seria a rotura de fundo da escavação, isto considerando que a estrutura de suporte é muito robusta e que não haveria a hipótese de rotura por deficiência estrutural. A Figura 123 apresenta a evolução da plastificação do maciço ao longo do processo de escavação para várias fases.



(a) Escavação até 5 m

(b) Escavação até 11.5 m

(c) Escavação até 18 m

(d) Escavação até 25 m

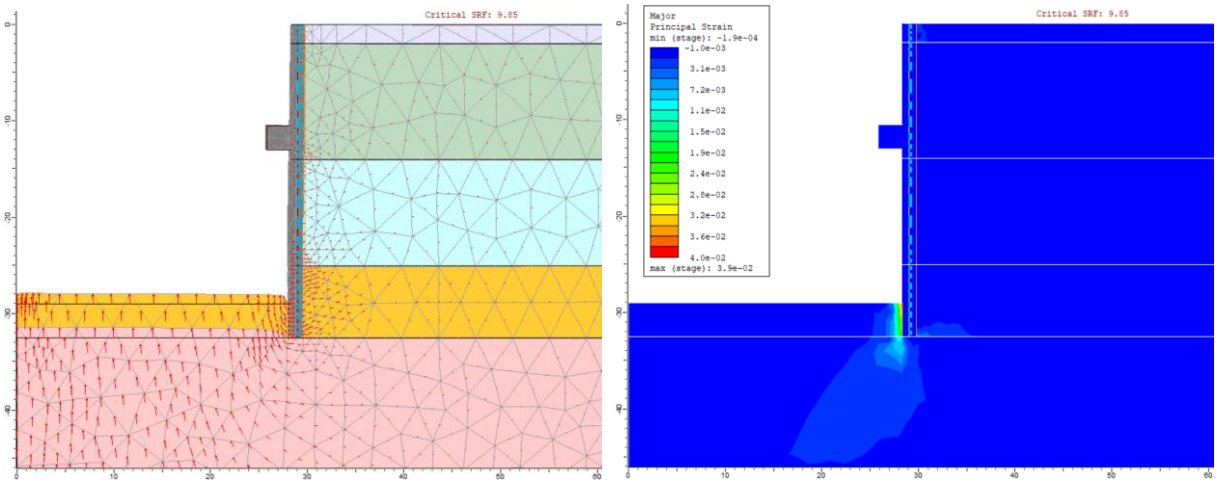
(e) Escavação até 29 m

Figura 123 – Evolução da plastificação do maciço ao longo das sucessivas fases de escavação

Analisando a Figura 123, não se observa plastificação do maciço suportado e, portanto, não há tendência de formação de qualquer cunha instável em nenhuma fase, até mesmo porque a base da parede encontra-se assente sob uma rocha, o que implicaria que a superfície de corte delimitada por uma possível cunha tivesse necessariamente de atravessar essa camada que possui elevada resistência. Nesse caso, apenas se o maciço fosse muito fraturado e este aspecto fosse incluído na modelação poder-se-ia pôr em causa a questão da rotura de fundo.

Observa-se apenas alguma plastificação no maciço junto ao pé da parede que tende a aumentar ao longo das fases de escavação. Este comportamento estará relacionado com a concentração de tensões nesta zona, tendo pouca relevância do ponto de vista de estabilidade global. Nota-se também plastificação na base da escavação em cada uma das fases, estando esta relacionada com a rotura por tração dos elementos de solo submetidos ao alívio de pressões do material escavado, sendo, portanto, de pouco significado físico. Portanto, é possível concluir que a escavação tenderá a ser estável globalmente, não sendo suscetível a ocorrência de rotura de fundo neste caso.

O fator de segurança crítico pode ser obtido pelo método *Shear Strength Reduction*, que consiste na redução dos parâmetros resistentes do maciço até que os resultados do cálculo numérico não convirjam, tornando o modelo instável. Considerando que a parede do poço assenta sobre a rocha, a fase crítica para avaliar o fator de segurança será a fase final de escavação, pois é nela que ocorre o maio alívio de tensões sob a base. A Figura 124 apresenta os resultados do cálculo referente ao fator de segurança crítico para a fase final de escavação.



(a) Deformada da malha (b) Deformações plásticas ε_1^p

Figura 124 - Fatore de segurança para fase final de escavação (até 29 m) (FS=9.85)

Analisando a Figura 124a, observa-se através da deformada da malha que o rotura se dá localmente na zona do maciço imediatamente em frente ao pé da parede. A redução dos parâmetros de resistência do maciço conduziu a um movimento da parede junto ao pé, aumentando consideravelmente os impulsos passivos nesta zona e levando a uma rotura local.

Observa-se através da Figura 124b que as deformações plásticas na direção principal ε_1^p são elevadas nesta zona (ε_1^p máximo = 10^{-2} = 1%), o que permite verificar que o modelo se tornou instável localmente. Ainda assim, verifica-se que o fator de segurança global é significativamente elevado (FS = 9.85), o que permite dizer que esta solução é bastante robusta e até excessivamente conservadora face as condições de contorno estabelecidas.

5.7 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

5.7.1 INTRODUÇÃO

Este ponto analisa a influência de alguns fatores associados às características do suporte e às propriedades do maciço no comportamento do poço. Para este efeito, efetuam-se diversas análises e comparam-se os seus resultados com os provenientes do cálculo numérico base da solução construída.

Para os fatores associados ao suporte, analisa-se a influência de cada elemento de suporte individualmente incluindo-se também a situação limite em que a escavação é efetuada sem suporte. Para os fatores associados ao maciço, avaliam-se os três principais parâmetros que se julga terem uma maior influência no comportamento, nomeadamente a rigidez, a resistência e o coeficiente de impulso em repouso.

A Tabela 15 apresenta os casos estudados, ressaltando-se que o "cálculo 1" refere-se sempre ao cálculo numérico base da solução construída, conforme apresentado nos pontos anteriores.

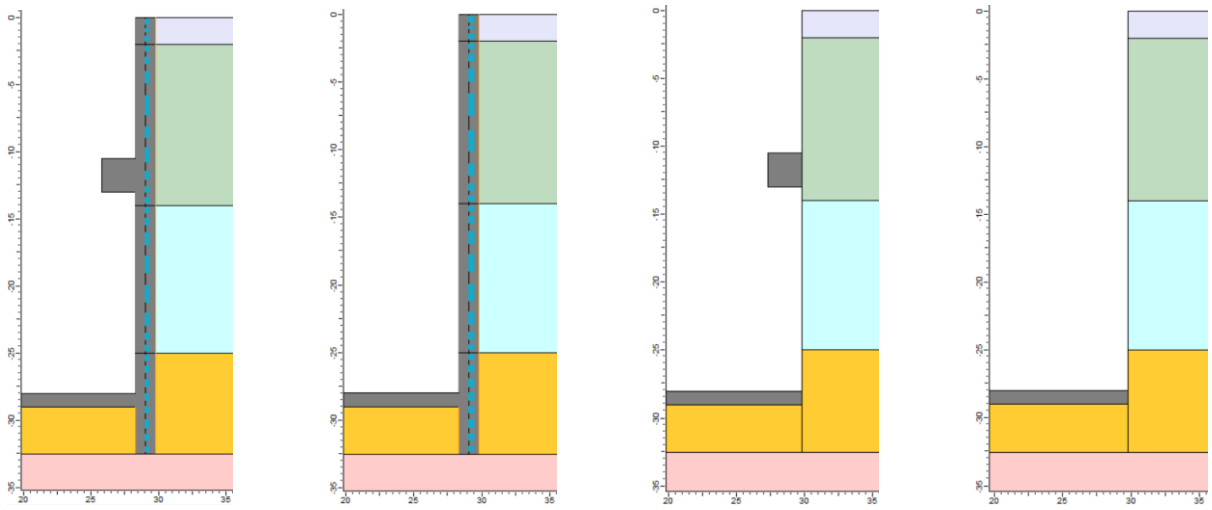
Tabela 15 – Casos de cálculo do estudo paramétrico

Grupo de Fatores	Fator de Influência	Casos de Cálculo
Fatores do Suporte	1. Tipo de Suporte	Cálculo 1 - Parede + Viga
		Cálculo 2 - Parede
		Cálculo 3 - Viga
		Cálculo 4 - Sem Suporte
	2. Viga Circunferencial	Cálculo 1 - Uma Viga
		Cálculo 2 - Sem Viga
		Cálculo 3 - Duas Vigas
		Cálculo 4 - Três Vigas
	3. Espessura da Parede (h)	Cálculo 1 - h = 1.5m
		Cálculo 2 - h = 0.5 m
		Cálculo 3 - h = 1.0 m
		Cálculo 4 - h = 2.0 m
Fatores do Maciço	4. Rigidez (E_u)	Cálculo 1 - E_u 80%
		Cálculo 2 - E_u 70%
		Cálculo 3 - E_u 90%
	5. Resistência (S_u)	Cálculo 1 - S_u Calibrado
		Cálculo 2 - S_u 70%
		Cálculo 3 - S_u 50%
	6. Coeficiente de Impulso em Repouso (K_0)	Cálculo 1 - K_0 Variável
		Cálculo 2 - K_0 = 1.5
		Cálculo 3 - K_0 = 1.0

5.7.2 INFLUÊNCIA DO TIPO DE SUPORTE

Este ponto propõe avaliar a influência do suporte ao considerar quatro cálculos distintos. O primeiro (cálculo 1) refere-se ao cálculo base, tal e qual descrito nos pontos anteriores, cuja estrutura de suporte é composta pela parede (espessura h = 1.5 m) e a viga circunferencial (seção transversal de 2.5 x 2.5 m²). No cálculo 2, suprime-se a viga circunferencial, mantendo-se apenas a parede diafragma. Por sua vez no cálculo 3 não se considera a parede diafragma, mas somente a viga circunferencial (caso teórico). Por último, o cálculo 4 considera uma escavação sem qualquer suporte.

A Figura 125 apresenta a configuração geométrica de cada um dos cálculos e a Figura 126 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais do maciço imediatamente atrás do suporte para as várias fases, comparando com os resultados da monitorização.

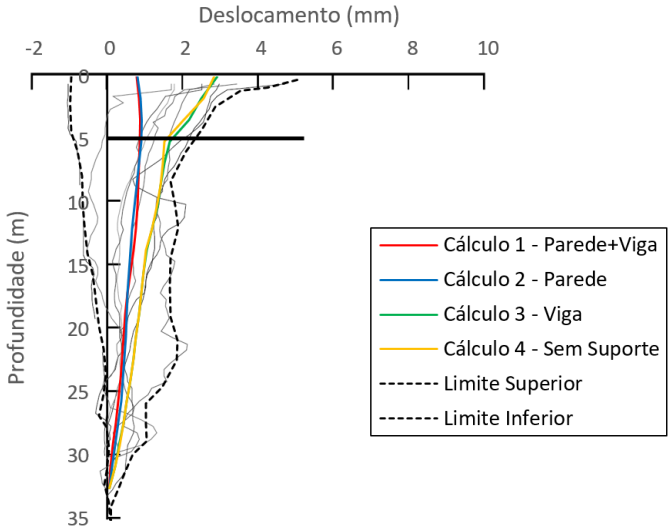


a) Cálculo 1 – Parede+Viga b) Cálculo 2 – Parede c) Cálculo 3 – Viga d) Cálculo 4 – Sem Suporte

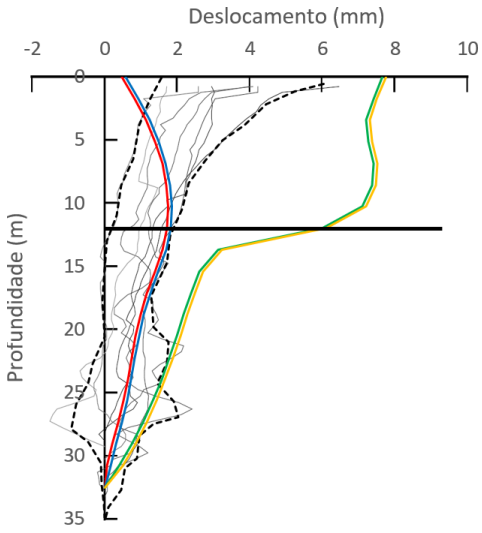
Figura 125 - Configurações geométricas para avaliar a influência do tipo de suporte

Analisando a Figura 126, ao comparar a curva de deslocamentos resultante do cálculo 1 (parede e viga) com a curva do cálculo 2 (somente parede) para as diversas fases, observa-se pouca diferença entre elas. Nota-se principalmente na fase final de escavação que a viga influi de forma pontual na redução dos deslocamentos em zonas muito próximas da profundidade em que a mesma se encontra instalada. Por outro lado, ao comparar os cálculos 1 e 2 com os cálculos 3 e 4, observa-se um contraste significativo nos deslocamentos, mostrando que são significativamente maiores nos cálculos 3 e 4 em função da ausência da parede.

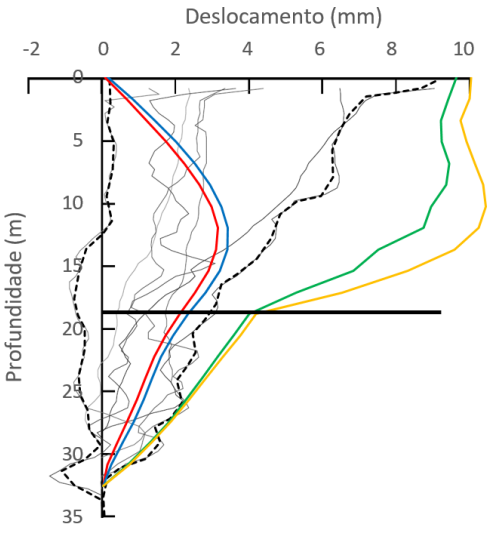
Comparando o cálculo 3 (somente a viga) com o cálculo 4 (sem suporte), observa-se que até a fase de instalação da viga (escavação até 11.5 m), ambos os cálculos coincidem, como seria de esperar, mas que a partir desta fase a presença da viga contribui para uma redução dos deslocamentos máximos na zona onde encontra-se instalada. É curioso notar que para a fase de escavação até 5 m o cálculo 4 (sem suporte) aproxima melhor o comportamento médio medido nos diversos inclinômetros do que o cálculo 1, reforçando a ideia apresentada anteriormente que até esta fase muito provavelmente a estrutura de suporte real não estaria a funcionar como deveria. Outro aspecto interessante é o fato dos resultados do cálculo 4 (sem suporte) mostrarem que o deslocamento máximo na fase final de escavação seria de apenas 16 mm, deflagrando que a solução construída é excessivamente robusta e conservadora face ao tipo de maciço verificado.



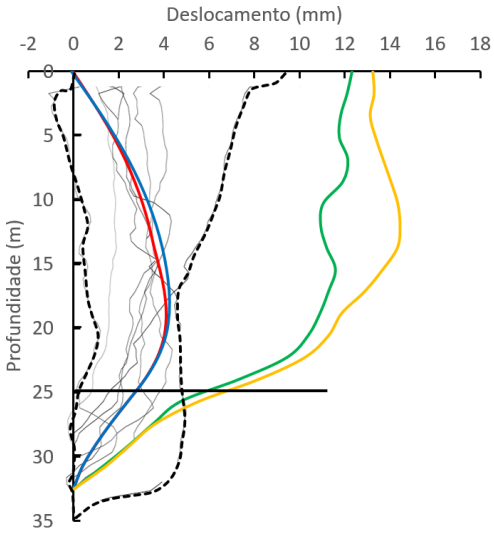
(a) Escavação até 5 m



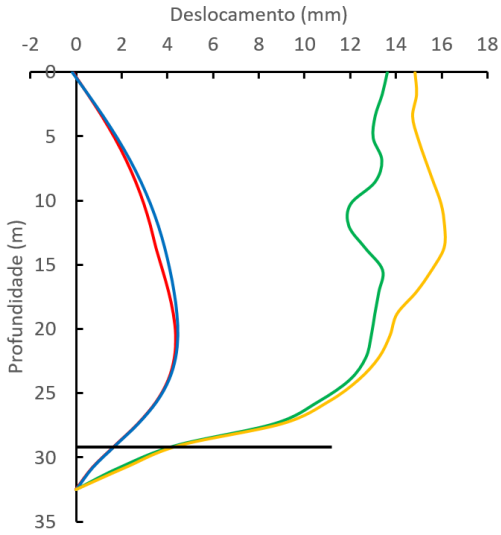
(b) Escavação até 11.5 m



(c) Escavação até 18 m



(d) Escavação até 25 m



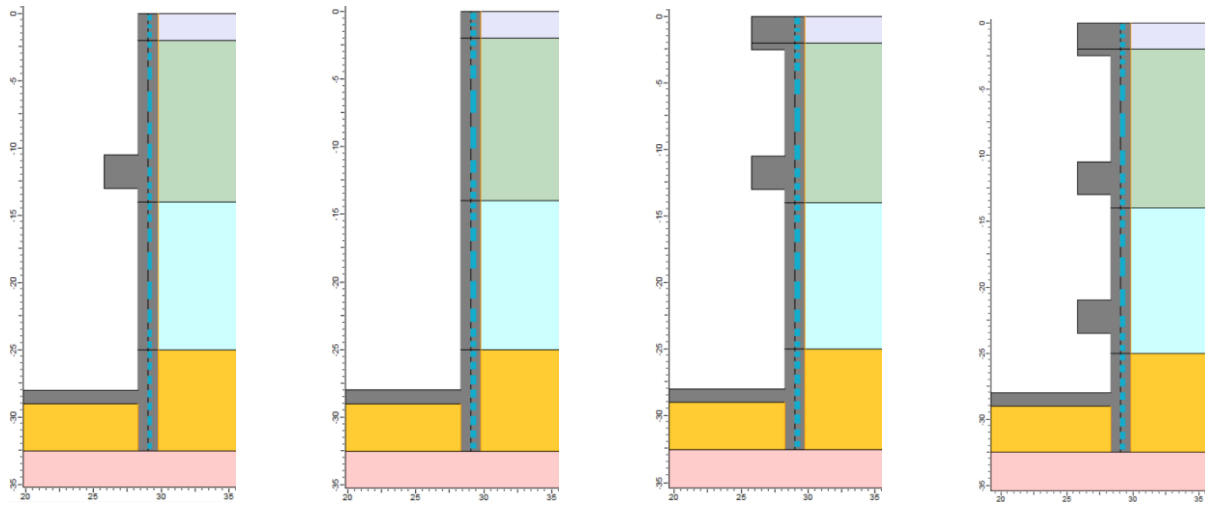
(e) Escavação até 29 m

Figura 126 - Resultados da influência do tipo de suporte para várias fases de escavação

5.7.3 INFLUÊNCIA DA VIGA CIRCUNFERENCIAL

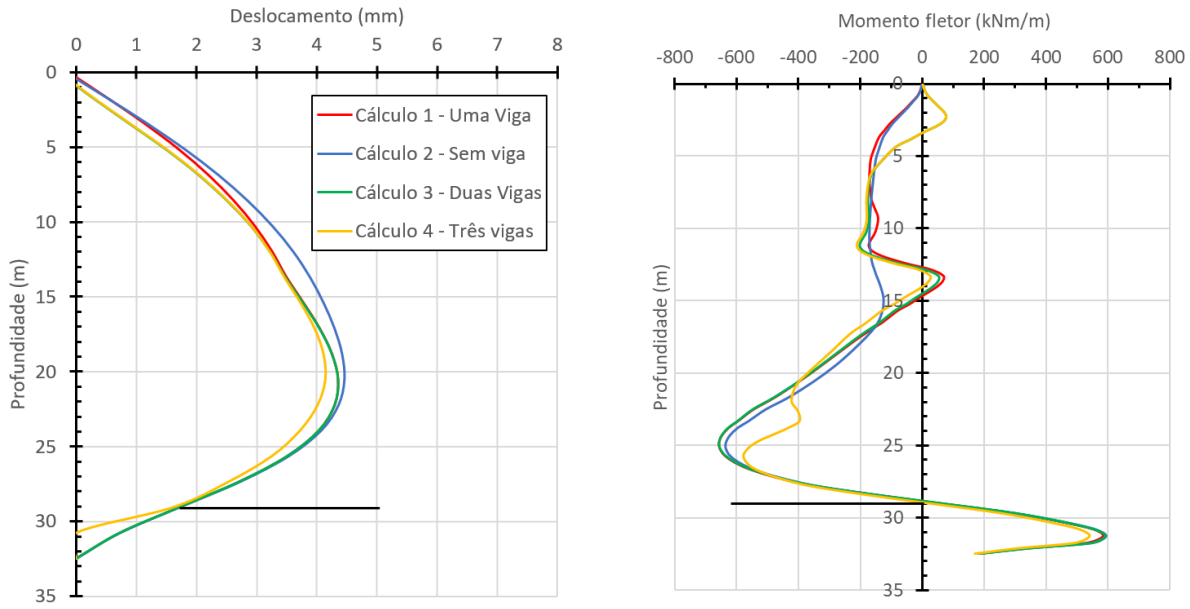
Para tentar avaliar a influência na viga circunferencial no comportamento do poço, procedeu-se à realização de três cálculos numéricos adicionais. Assim como no ponto anterior, o cálculo 1 refere-se à solução base, apresentando apenas uma viga circunferencial a meia altura. No cálculo 2, suprimiu-se esta viga, restando apenas a parede diafragma. No cálculo 3, incluiu-se uma viga circunferencial à superfície, mantendo-se também a viga a meia altura (totalizando duas vigas). No cálculo 4, adicionou-se outra viga entre a laje de fundo e a viga à meia altura (totalizando três vigas).

A Figura 127 apresenta a configuração geométrica de cada um dos cálculos. Cabe ressaltar que a espessura da parede e as dimensões das vigas foram mantidas com relação às dimensões da solução construída (cálculo 1) e que, para os cálculos com mais de uma viga, estas encontram-se afastadas em cerca de 10 m eixo a eixo. A Figura 128 apresenta os resultados para os deslocamentos horizontais da parede e os momentos fletores na fase final de escavação.



a) Cálculo 1 – uma viga b) Cálculo 2 – sem viga c) Cálculo 3 – duas vigas d) Cálculo 4 – três vigas

Figura 127 – Configurações geométricas para avaliar a influência da viga circunferencial



a) Deslocamentos horizontais da parede

b) Momentos fletores

Figura 128 – Resultados da influência da viga

A análise da Figura 128 mostra que, em nenhum dos casos, a presença das vigas influi de maneira significativa nos resultados. Tanto os deslocamentos quanto os esforços na fase final de escavação não sofreram alterações relevantes do ponto de vista de valores máximos, mesmo em relação ao cálculo sem viga. Este comportamento estará associado a elevada espessura da parede (h = 1.5 m), implicando que a rigidez teórica dela seja muito superior a rigidez das vigas, concluindo-se assim que, nestes casos, e analisando somente a modelação numérica, a viga circunferencial teria pouca influência do ponto de vista de redução de deslocamentos e esforços máximos.

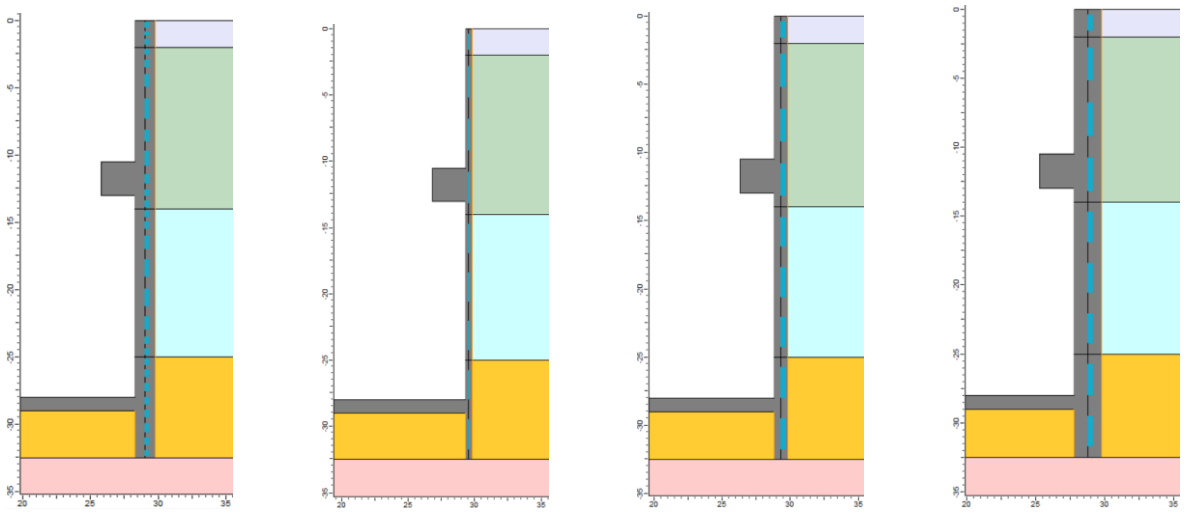
Contudo, conforme discutido para o caso da solução construída, os resultados da monitorização apontam para uma movimentação relativa entre painéis que não foi possível representar na modelação numérica. Esta movimentação foi identificada principalmente nas fases anteriores a instalação da viga circunferencial. Dessa forma, ainda que a modelação numérica não seja capaz de identificar um impacto significativo da presença das diferentes vigas no comportamento do poço, na prática, a viga construída permitiu um melhor travamento entre painéis, de forma que a parede trabalhasse como uma estrutura única, tal e qual é simulada no modelo axissimétrico.

5.7.4 Influência da Espessura da Parede

Este ponto analisa a influência da espessura da parede no comportamento do poço. Apesar das paredes diafragmas poderem ser construídas dentro de uma ampla gama de espessuras, no caso dos poços, valores entre 0.6 m e 1.2 m são encontrados com mais frequência, conforme discute-se em Faustin (2017).

Dessa forma, procedeu-se a comparação entre quatro cálculos. O cálculo 1 consiste na solução construída, cuja parede apresenta espessura h = 1.5 m. Nos restantes cálculos variou-se a espessura da parede em intervalos de 0.5 m cada, tendo o cálculo 2 considerado uma espessura h = 0.5 m, o cálculo 3 uma espessura h = 1.0 m e o cálculo 4 uma espessura limite (teórica) h = 2.0 m.

A Figura 129 apresenta a configuração geométrica de cada um dos cálculos, cabendo ressaltar que a viga circunferencial presente na solução construída foi mantida igual à definida no cálculo base para que se pudesse estabelecer uma comparação mais adequada entre cada um deles. A Figura 130 apresenta os resultados de diversos aspetos referentes à fase final de escavação (até 29 m).



a) Cálculo 1 – h = 1.5 m b) Cálculo 2 – h = 0.5 m c) Cálculo 3 – h = 1.0 m d) Cálculo 4 – h = 2.0 m

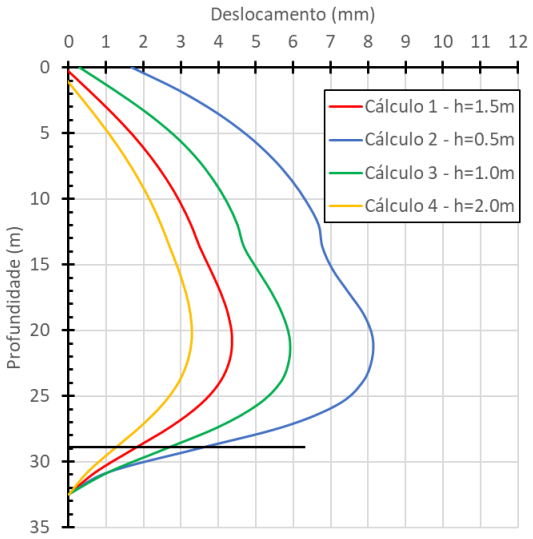
Figura 129 - Configurações geométricas para avaliar a influência da espessura da parede

Analisando a Figura 130a, fica evidente que a variação da espessura da parede causa grande impacto nos deslocamentos horizontais do poço, tendo-se naturalmente que a redução da espessura conduz a maiores deformações do maciço. O contrário também é válido, ou seja, com uma espessura maior, os deslocamentos da parede e as deformações do maciço tendem a reduzir-se de forma praticamente proporcional. O comportamento observado no cálculo 2, cuja espessura da parede é de apenas 0.5 m, mostra que, neste caso, mesmo para um suporte efetivamente pouco rígido face a solução construída, os deslocamentos horizontais da parede ainda são muito pequenos, atingindo um máximo de 8 mm (face aos 4 mm da solução construída). Este comportamento estará relacionado a elevada rigidez e capacidade resistente do maciço.

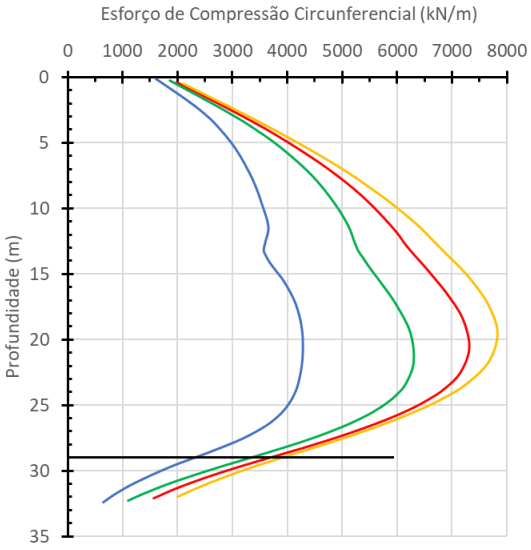
Observa-se também que os esforços que sofrem maiores variações são os esforços de compressão circunferencial (Figura 130b) e os momentos fletores (Figura 130c). Tomando como referência o cálculo 3 (h = 1.0 m), observa-se que o esforço de compressão máximo é de cerca de 6500 kN/m face aos 7500 kN/m verificados no cálculo 1, o que representa uma redução de apenas 15% do valor máximo face a uma redução de 30% na espessura. Já para o momento fletor, observa-se que o valor máximo

é de 325 kNm/m para um valor de 650 kNm/m no cálculo 1, o que representa uma redução de 50%, sendo, portanto, o esforço que sofre mais influência, conforme esperado. O esforço transverso (Figura 130d), apesar de sofrer variações, tem pouca relevância devido sua baixa magnitude.

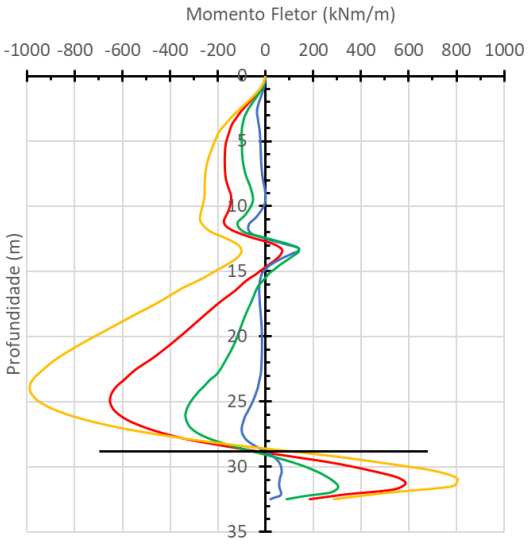
Conclui-se então que a espessura da parede é um fator preponderante e que tem um grande impacto no controle dos esforços e deslocamentos da parede.



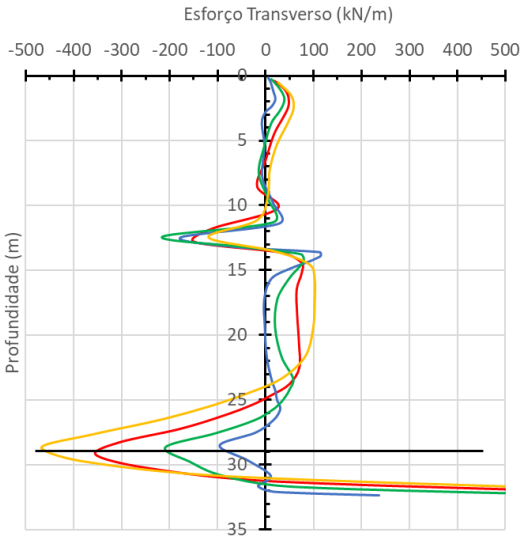
(a) Deslocamento horizontal do maciço



(b) Esforço de compressão circunferencial



(c) Momentos fletores



(d) Esforço Transverso

Figura 130 – Resultados da influência da espessura da parede

5.7.5 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO MACIÇO

Durante o processo de calibração, foi possível verificar o impacto que a rigidez do maciço exerce no comportamento do poço. De modo a reproduzir o comportamento observado, este processo conduziu a módulos de deformabilidade não drenado E_u da DBC degradados em 80% face aos valores máximos obtidos nos diversos ensaios. Esta consideração permitiu uma boa aproximação do comportamento real, conforme discutido nos pontos anteriores.

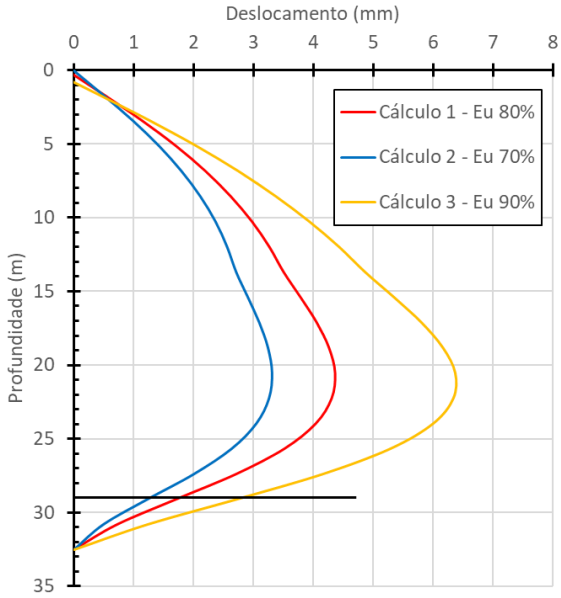
Ainda que na prática a degradação do módulo seja altamente variável no interior do maciço e se dê em função dos níveis de deformação atingidos, este ponto procura avaliar o efeito da variação do módulo para uma situação hipotética onde se admite uma degradação constante, mas diferente do valor considerado no processo de calibração. Para este efeito, consideraram-se degradações de 70% e 90% em relação ao valor médio obtidos nos ensaios (vide Figura 80 do capítulo 4). A Tabela 20 apresenta os valores de E_u das camadas de DBC considerados em cada cálculo e a Figura 131 apresenta alguns dos resultados obtidos para a fase final de escavação.

Tabela 16 – Valores do E_u em cada caso para avaliar a influência da rigidez do maciço

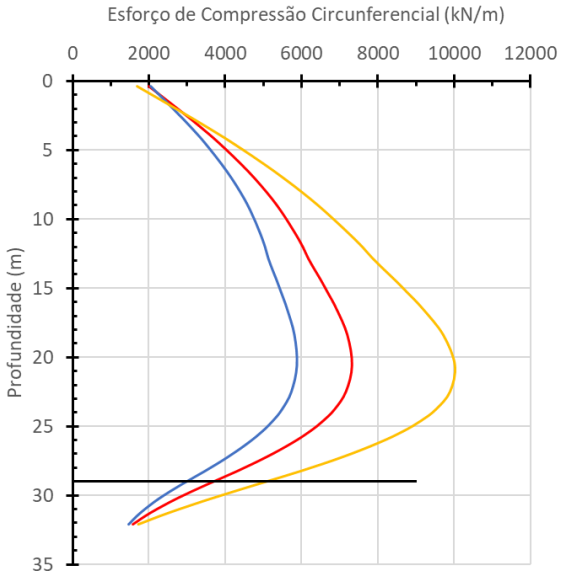
Camadas	Cálculo 1 - E_u 80% (MPa)	Cálculo 2 - E_u 70% (MPa)	Cálculo 3 - E_u 90% (MPa)
UBrBC	60	90	30
UBkBC	450	675	225
LBrBC	750	1125	375
LBkBC	750	1125	375

Analisando a Figura 131a e tomando como referência o cálculo 2 (E_u 90%), observa-se que uma degradação de apenas 10% origina um aumento dos deslocamentos em cerca de 30%. Analisando os esforços, observa-se que o esforço de compressão circunferencial e os momentos fletores variaram significativamente. O esforço de compressão circunferencial máximo aumentou de 7000 kN/m no cálculo 1 para 10000 kN/m no cálculo 2, e o momento fletor máximo de 700 kNm/m para 1000 kNm/m, o que representa um aumento também de 30% em ambos os casos. Constata-se novamente que o esforço transverso tem pouca relevância, mesmo para o caso em que há uma degradação bastante elevada da rigidez.

O comportamento observado deflagra a sensibilidade dos resultados numéricos face ao parâmetro E_u, ressaltando a relevância de uma boa caracterização do mesmo.

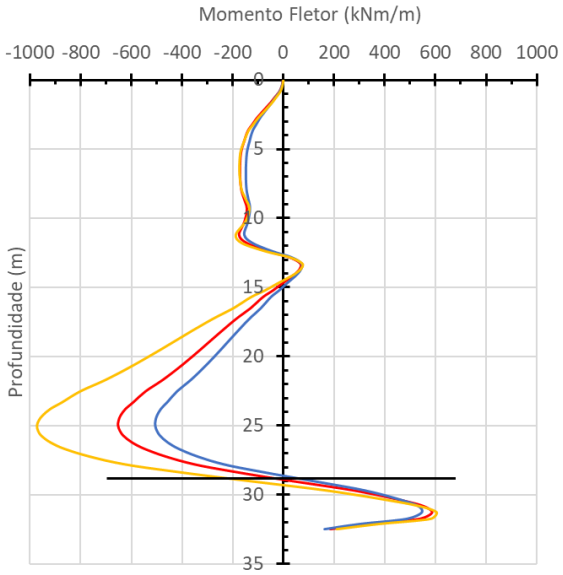


(a) Deslocamento horizontal do maciço

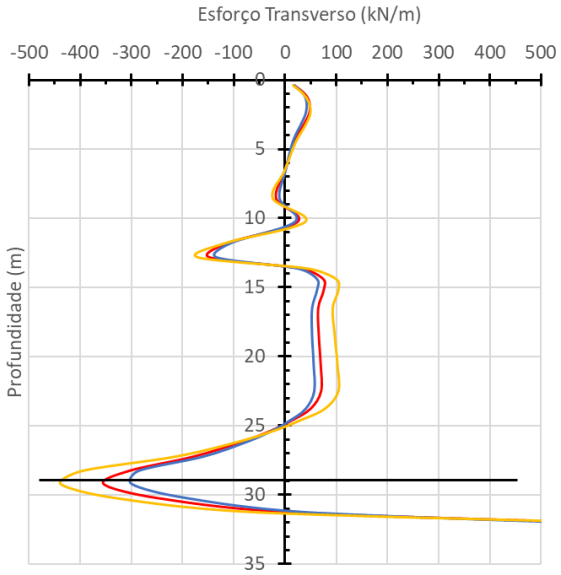


(b) Esforço de compressão circunferencial

Figura 131 – Resultados da influência da rigidez do maciço



(c) Momentos fletores



(d) Esforço transverso

Figura 131 - Resultados da influência da rigidez do maciço

5.7.6 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO MACIÇO

Durante o processo de calibração do modelo, a resistência não drenada S_u das diversas camadas da DBC foi considerada de forma a manter uma relação coerente com o respectivo módulo de deformabilidade. No entanto, foi possível perceber que, para este caso, a variação deste parâmetro parecia ter pouca influência nos resultados da modelação numérica. Para esclarecer esta questão, procedeu-se a dois cálculos adicionais a fim de verificar a influência da resistência do maciço no comportamento do poço. Assim, como nos pontos anteriores, o cálculo 1 considera os parâmetros calibrados para o modelo base, referindo-se à resistência não drenada neste cálculo como "S_u calibrado". O cálculo 2 considerou uma diminuição do S_u em 25% face aos valores do cálculo base e o cálculo 3 considerou uma redução de 50%. A Tabela 17 apresenta os valores do S_u para cada caso e a Figura 132 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais da parede para fase final de escavação.

Tabela 17 – Valores do S_u em cada caso para avaliar a influência da resistência do maciço

Camadas	Cálculo 1 - S_u calibrado (kPa)	Cálculo 2 - S_u 25% (kPa)	Cálculo 3 - S_u 50% (kPa)
UBrBC	60	45	30
UBkBC	225	169	113
LBrBC	375	281	188
LBkBC	375	281	188

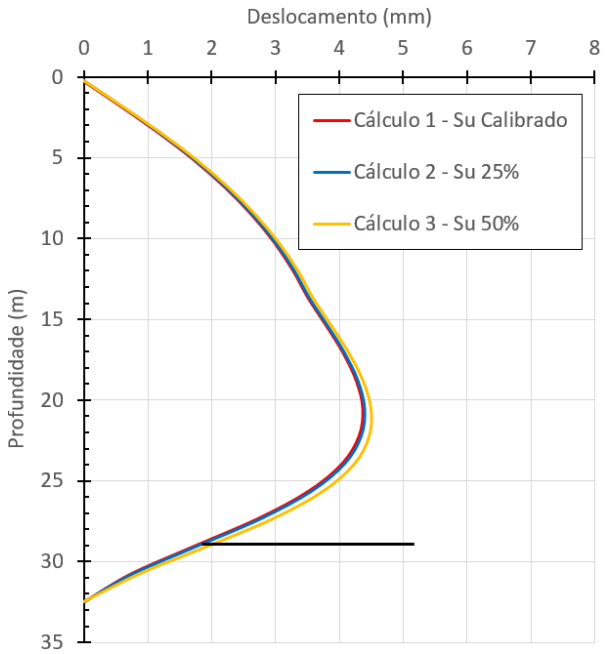
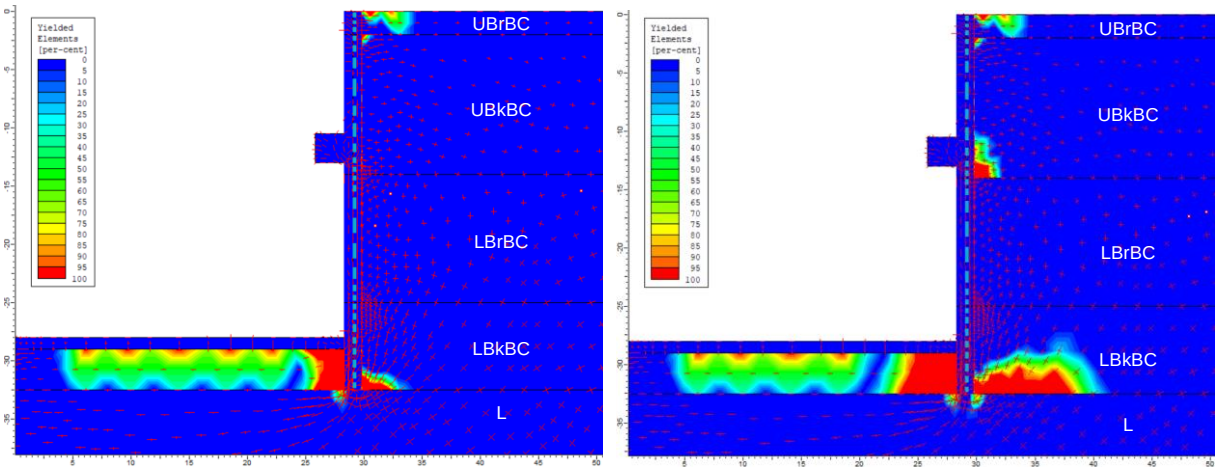


Figura 132 - Resultados da influência da resistência do maciço

A análise da Figura 132 permite verificar que mesmo para o caso em que se tem uma diminuição da resistência de 50% face aos valores base pouca influência se verifica nos deslocamentos horizontais da parede do poço. Este comportamento estará relacionado não só a elevada rigidez do suporte, mas também ao método construtivo adotado. A análise dos diversos resultados em conjunto permite verificar

que o método construtivo de escavação suportada com paredes diafragma associado a um suporte efetivamente rígido, não conduz a um significativo desconfinamento do maciço.

Dessa forma, pouca resistência do maciço é mobilizada, implicando em pouca ou nenhuma plastificação, conforme pode-se verificar através da Figura 133 que compara a plastificação do maciço na fase final de escavação para o cálculo 1 (S_u calibrado) e para o cálculo 3 (S_u 50%). A análise da figura mostra que efetivamente há pouca diferença na plastificação do maciço entre ambos os casos. Resultados similares foram encontrados por Brangan (2007), que analisou a influência da resistência não drenada S_u para o caso de cortinas de estacas construídas em maciços de DBC. Segundo este autor, para valores de S_u superiores a 100 kPa, este parâmetro acaba por ser pouco influente para este tipo de estruturas por não haver plastificação no maciço.



a) Cálculo 1 (S_u calibrado) b) Cálculo 3 (S_u 50%)

Figura 133 – Resultados de plastificação do maciço para a fase final de escavação

5.7.7 INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO

Os valores do coeficiente de impulso em repouso (K_0) da DBC assumidos no cálculo base foram definidos com base nos valores retroanalisados por Cabarkapa et al. (2003). Conforme discutido no capítulo 4, segundo Long and Menkiti (2007) não é possível estimar o K_0 diretamente da história geológica de Dublin, pois cada depósito possui uma história complexa de eventos, pelo que a prática de engenharia irlandesa recomenda a realização de ensaios locais para determinar para cada caso este parâmetro. Na ausência de resultados de ensaios, como ocorre para o caso do Poço de Dublin, é usual recorrer a estimativas propostas na bibliografia, constatando-se que o K_0 recomendado para todas as camadas de DBC compreenderia valores entre 1.0 e 1.5. Devido a todas as incertezas, Long and Menkiti (2007) recomendam que se verifique a sensibilidade dos cálculos numéricos a este parâmetro.

É neste sentido que se enquadra este ponto, onde se procedeu à realização de dois cálculos adicionais para avaliar a influência do coeficiente de impulso em repouso. O cálculo 1 apresenta os valores de K_0 definidos para o cálculo base. O cálculo 2 considerou o limite inferior do intervalo proposto por Long and Menkiti (K_0 = 1.0 para todas as camadas de DBC) e o cálculo 3, por sua vez, considerou o limite superior (K_0 = 1.5 em todas as camadas de DBC). A Tabela 18 apresenta os valores de K_0 adotados para cada caso e a Figura 134 apresenta os resultados para fase final de escavação nos vários casos.

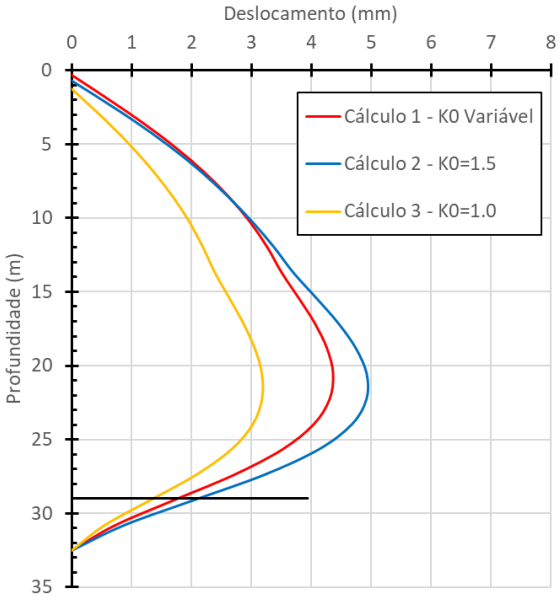
Tabela 18 - Valores do K_0 em cada caso para avaliar a influência do coeficiente de impulso em repouso

Camadas	Cálculo 1 - K_0 var.	Cálculo 2 - K_0=1.0	Cálculo 3 - K_0=1.5
UBrBC	1.5	1.0	1.5
UBkBC	1.5	1.0	1.5
LBrBC	1.35	1.0	1.5
LBkBC	1.2	1.0	1.5

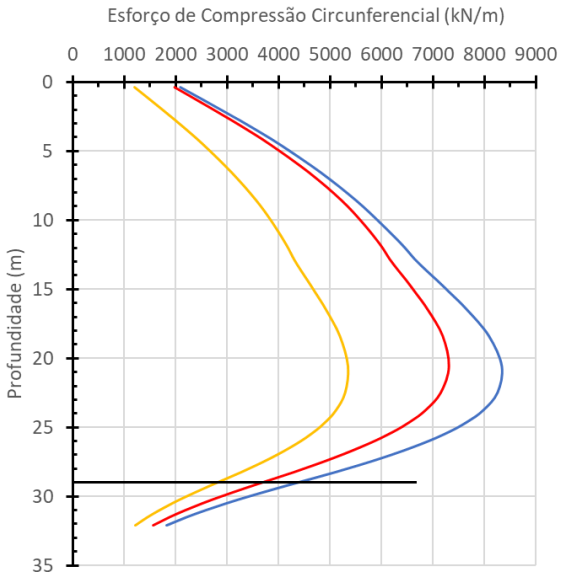
A análise da Figura 134 mostra que o K_0 tem influência no comportamento do poço, afetando nomeadamente nos deslocamentos horizontais da parede. Conforme seria de se esperar, quanto maior for o K_0 maiores serão os deslocamentos horizontais da parede, uma vez que as tensões radiais serão maiores, tendendo a empurrar a parede em direção ao centro do poço.

Analisando os esforços e tomando como referência o cálculo 2 (K_0 = 1.5) e o cálculo 3 (K_0 = 1.0), observa-se novamente o esforço de compressão circunferencial e o momento fletor são mais sensíveis a esta variação em termos de magnitude. De forma semelhante ao verificado anteriormente, as variações do K_0 implicam uma resposta praticamente proporcional entre os deslocamentos e esforços. Observa-se que uma redução de 35% no valor do K_0 reflete-se igualmente em reduções de 35% tanto nos deslocamentos quanto nos esforços.

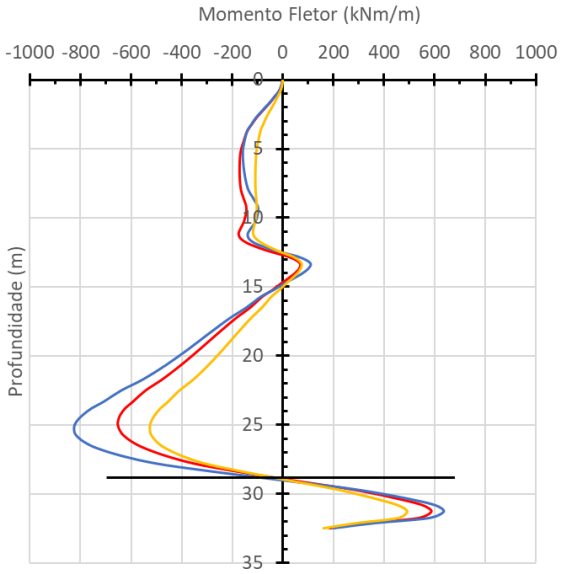
Contudo, para o caso do Poço de Dublin, em que o maciço possui elevada rigidez, nota-se que para o intervalo de valores de K_0 propostos por Long and Menkiti (2007) os valores variam muito pouco (± 1 mm), sendo, portanto, um parâmetro pouco influente. Neste sentido, acredita-se que são razoáveis os valores retroanalisados por Cabarkapa et al. (2003), pois considera impulsos maiores para as duas primeiras camadas (UBrBC e UBkBC) e menores para as duas últimas (LBrBC e LBkBC), aproximando melhor os resultados do modelo numérico aos valores medidos pela instrumentação.



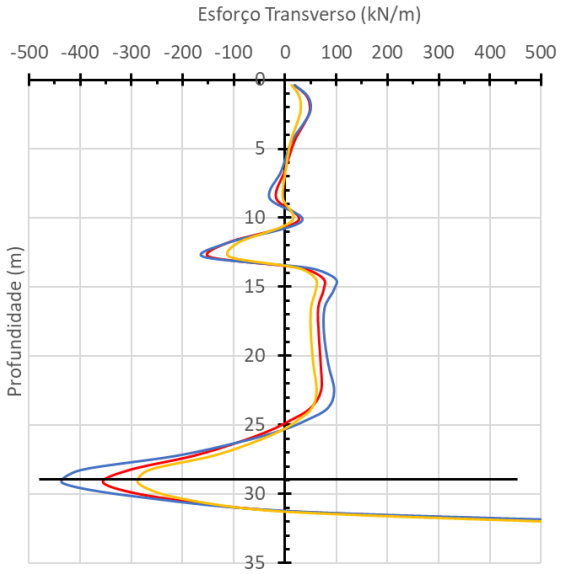
(a) Deslocamento horizontal do maciço



(b) Esforço de compressão circunferencial



(c) Momentos fletores



(d) Esforço transverso

Figura 134 - Resultados da influência do coeficiente de impulso em repouso

6
Modelação da Solução Alternativa

6.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo analisa o comportamento de um poço circular pelo método de escavação sequencial na vertical, tendo por base as características geométricas, construtivas e propriedades geotécnicas do Poço WA2 de Dublin, conforme detalhado nos capítulos 4 e 5.

O Poço de Dublin foi construído recorrendo-se a metodologia de escavação suportada com paredes diafragma. No entanto, conforme apresentado e discutido no capítulo 5, a análise da solução construída mostrou que esta era muito robusta e até excessivamente conservadora, apontando para a viabilidade da aplicação de outras técnicas mais vantajosas do ponto de vista econômico.

Conforme discutido no capítulo 2, soluções construtivas adotando o método de escavação sequencial na vertical costumam ser significativamente mais econômicas do que as soluções pelo método de escavação suportada quando aplicáveis, pois requerem menores volumes de materiais, equipamentos mais simples e menor tempo de execução, embora impliquem necessariamente maior relaxação do maciço.

Para o caso do Poço de Dublin, esta metodologia parece ser uma solução alternativa interessante à priori, pois este poço reúne as principais condições geotécnicas fundamentais à aplicação do método sequencial, nomeadamente a elevada resistência e rigidez do maciço e a possibilidade de escavação num cenário de curto prazo sem água.

Este capítulo inicia retomando a geometria do poço e o perfil geotécnico considerados, conforme apresentados no capítulo 5, para então definir a estrutura de suporte da solução alternativa base. Seguidamente, apresenta-se o modelo numérico utilizado, destacando as principais diferenças com relação ao faseamento construtivo do modelo anterior e discutindo os principais resultados obtidos. Por fim, apresenta um estudo paramétrico que procura evidenciar os principais aspectos que podem influenciar no comportamento do poço para o caso de uma solução pelo método sequencial na vertical.

6.2 GEOMETRIA DO POÇO E PERFIL GEOTÉCNICO

A Figura 135 apresenta a geometria da solução alternativa base (fase final de escavação), incluindo as dimensões dos elementos constituintes do poço e do substrato geotécnico. O perfil geotécnico considerou as mesmas condições e dimensões externas do caso real do Poço de Dublin.

Para definir as dimensões da estrutura de suporte da solução alternativa base, nomeadamente a espessura e altura de cada painel, recorreu-se à bibliografia. Conforme apresentado no capítulo 3, no caso dos poços construídos pelo método de escavação sequencial vertical, é comum encontrar espessuras de betão projetado crescentes em profundidade, cujos valores variam tipicamente entre 0.25 m e 0.70 m. Relativamente à altura dos painéis, os valores usuais não excedem 2 m para evitar que seja necessário recorrer-se a plataformas elevatórias durante o processo de lançamento do betão projetado e instalação das armaduras de cada painel.

De entre os casos de estudo, o Poço do Marquês é um caso interessante para ser tomado como referência, pois possui algumas características quer geométricas quer geotécnicas comparáveis às verificadas no Poço de Dublin. A estrutura de suporte do Poço do Marquês foi constituída por betão projetado com espessura variável em profundidade, iniciando-se com 0.30 m de espessura e finalizando com 0.60 m na proximidade junto à base do poço. A altura dos painéis foi de cerca de 1.8 m.

Tendo por base estes valores, considerou-se para a solução alternativa base do Poço de Dublin (Figura 135) uma estrutura de suporte constituída por 14 anéis de betão projetado com espessura constante de 0.5 m e altura de 2 m. Assim como no caso da solução construída, considerou-se também a presença da laje de fundo aos 29 m de profundidade, mantendo-se a espessura 1 m.

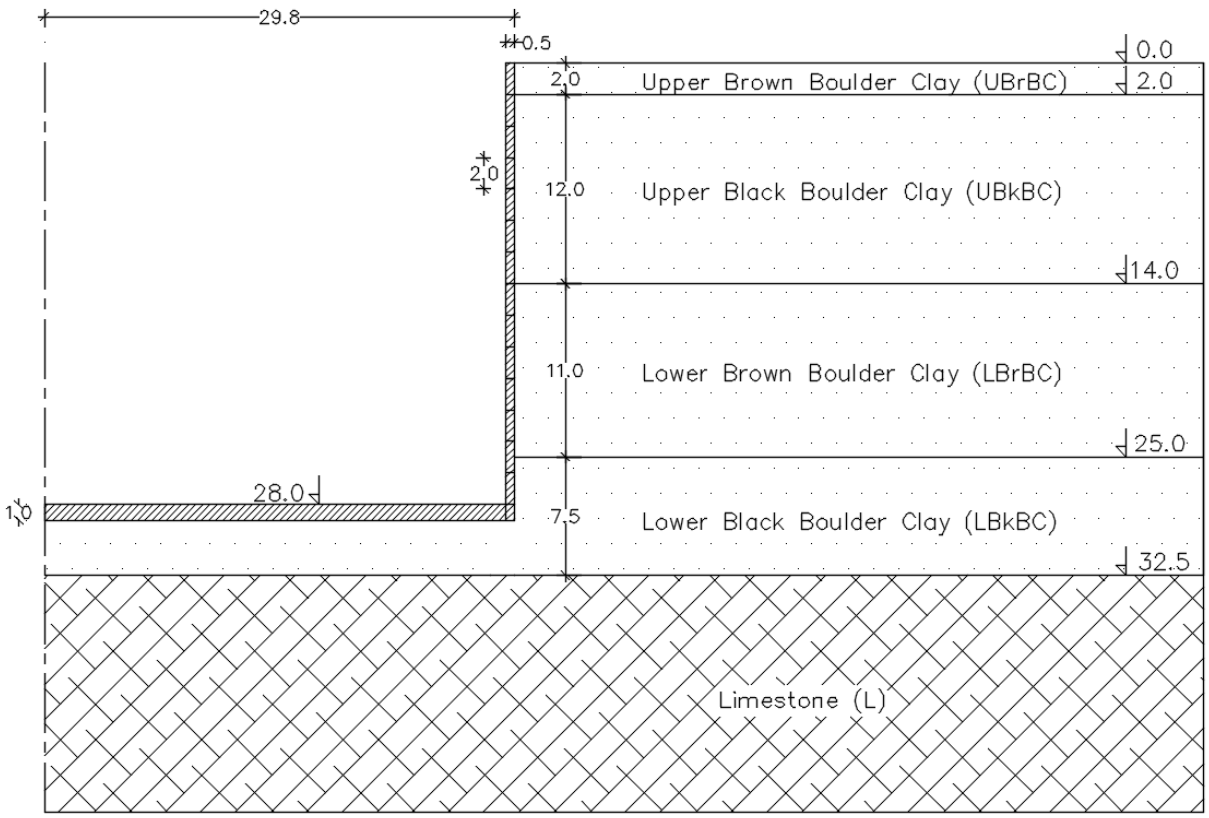


Figura 135 – Geometria do problema para a modelação da solução alternativa

6.3 MODELO NUMÉRICO BASE

A Figura 136 apresenta uma visão global do modelo numérico base da solução alternativa e a Figura 137 apresenta em detalhe a zona do poço. O modelo é bastante semelhante ao apresentado no capítulo 5, tendo como principais diferenças o faseamento construtivo da escavação e as dimensões da estrutura de suporte. Por uma questão de coerência, adotaram-se os mesmos modelos constitutivos e parâmetros geotécnicos utilizados na solução base e que foram decorrentes do processo de calibração apresentado nos capítulos 4 e 5. Também neste caso os elementos estruturais (painéis em betão projetado e a laje de fundo) foram modelados com elementos do tipo solo (contínuos), conforme dimensões representadas na Figura 135, considerando-se os mesmos parâmetros definidos anteriormente.

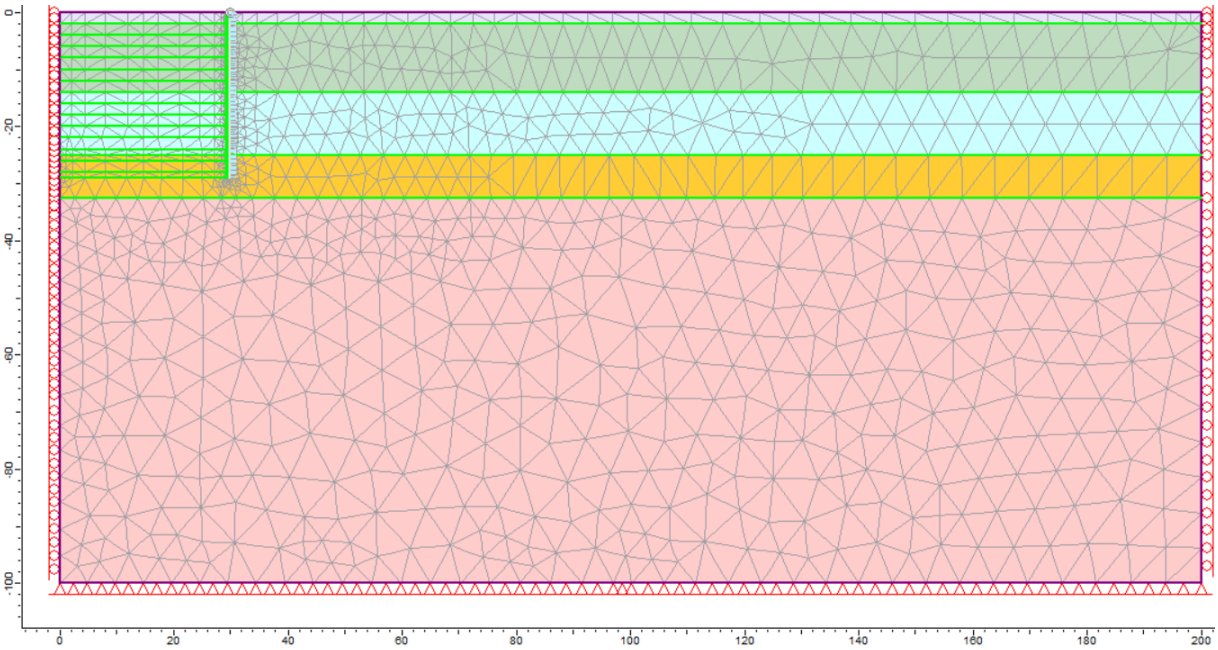


Figura 136 – Visão global do modelo numérico da solução alternativa

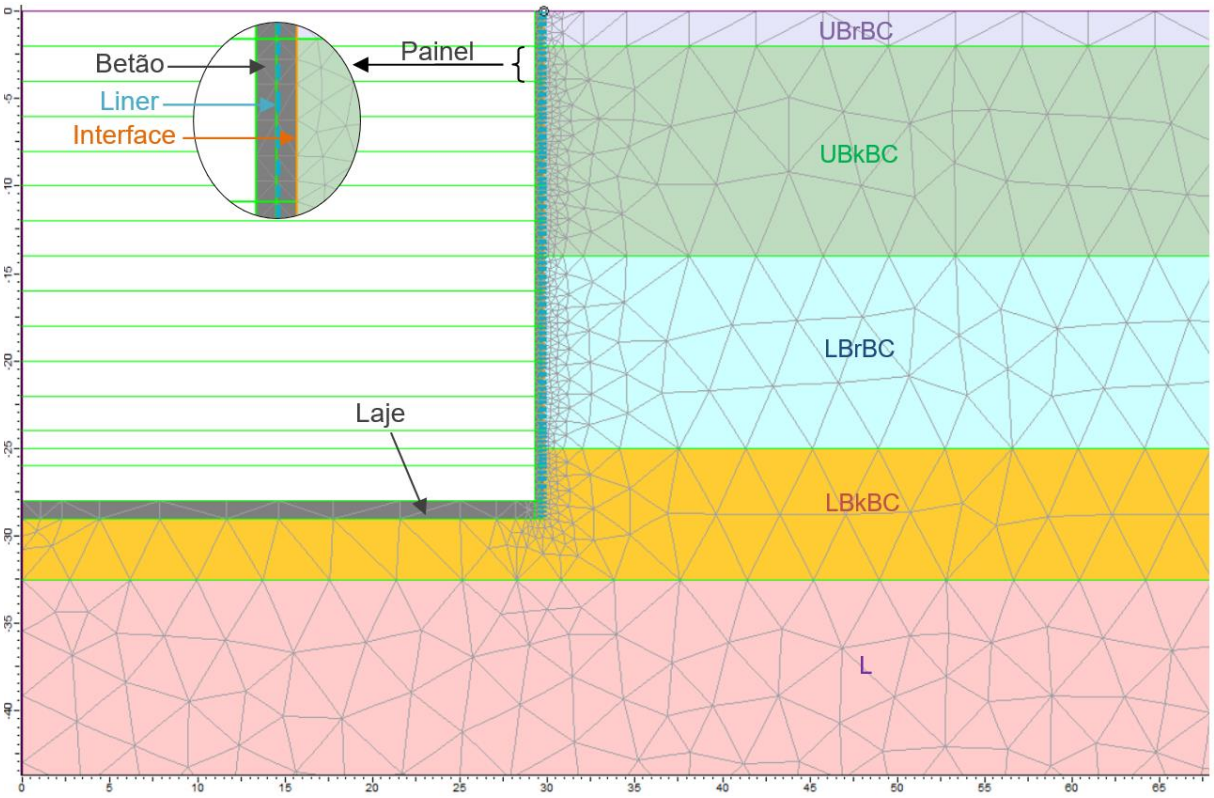


Figura 137 – Detalhe da zona do poço da solução alternativa

6.4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O faseamento construtivo adotado compreendeu um total de 31 fases. A Figura 138 destaca algumas delas para ilustrar o procedimento, conforme segue:

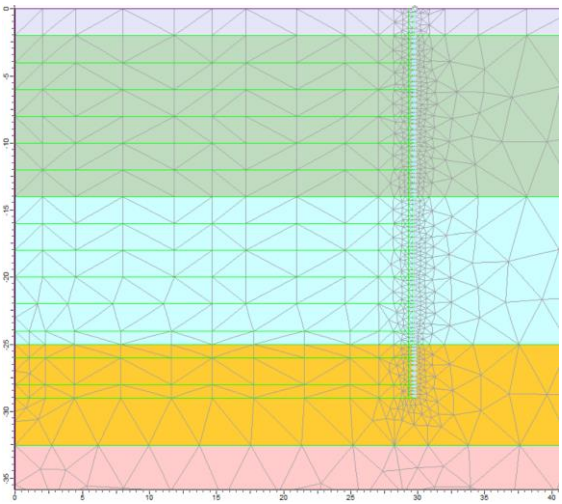
1. Estado de tensão inicial;
2. Escavação até 2 m;
3. Instalação 1º painel;
4. Escavação até 4 m;
5. Instalação 2º painel;

⋮

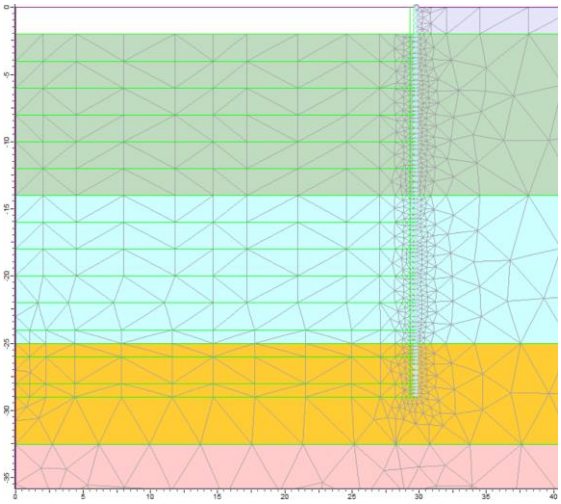
28. Escavação até 28 m;
29. Instalação 14º painel;
30. Escavação até 29 m;
31. Instalação 15º painel e laje de fundo.

Na fase do estado de tensão inicial são geradas as tensões iniciais tendo por base os pesos volúmicos das diferentes camadas, bem como os coeficientes de impulso associados. A fase seguinte corresponde à primeira fase de escavação, em que o material do maciço é removido e sua face fica completamente desconfinada até que na fase que a sucede o primeiro painel seja instalado, sendo ativados os elementos de interface e o *liner* associados a este painel. As restantes fases seguem o mesmo procedimento, correspondendo sempre a fases de escavação seguidas da respectiva fase de colocação de suporte, até que se atinja o fundo do poço, finalizando-se o faseamento com a instalação da laje aos 29 m de profundidade.

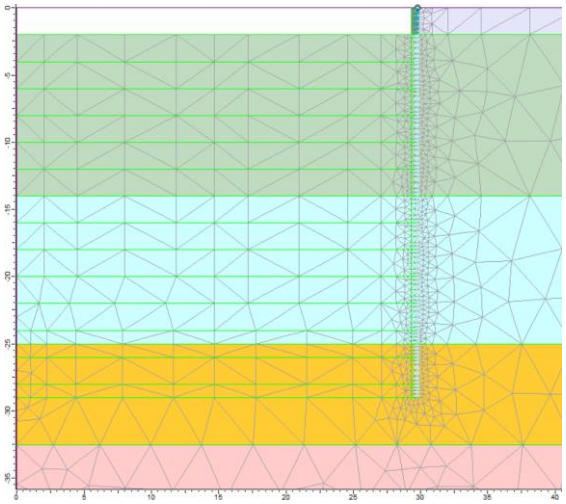
Cabe ressaltar que atendendo à axissimetria do modelo, a fase de colocação do suporte em cada nível corresponde à instalação integral de um painel único em todo o contorno. Na prática, a escavação costuma ser realizada em diferentes frentes para aumentar a produtividade e a segurança, o que só seria possível de simular através de um modelo 3D.



1. Estado tensão inicial

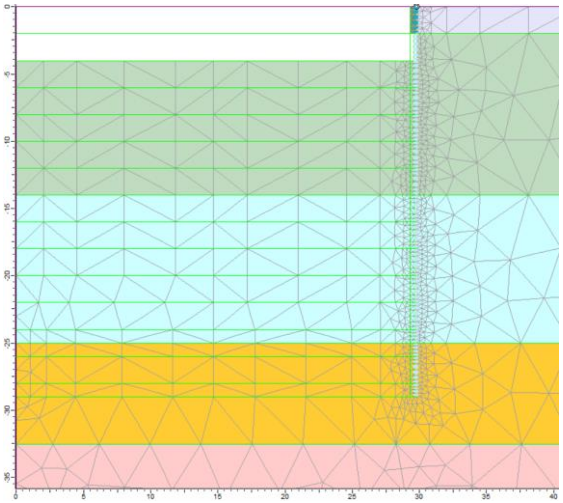


2. Escavação até 2 m

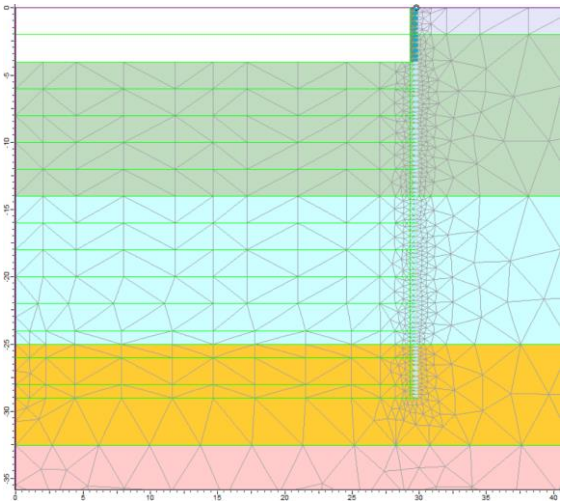


3. Instalação do 1º painel

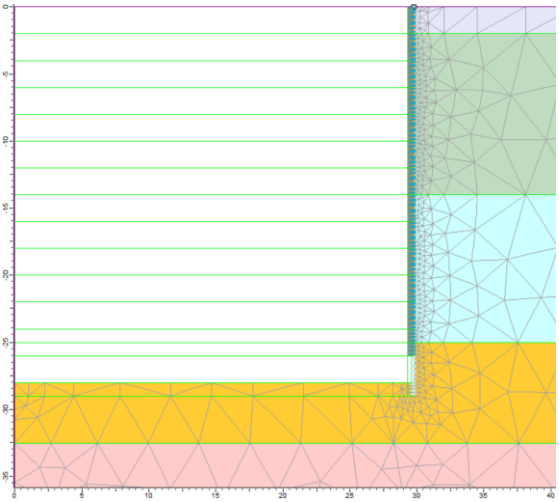
Figura 138 - Simulação do faseamento construtivo da solução alternativa pelo método de escavação sequencial



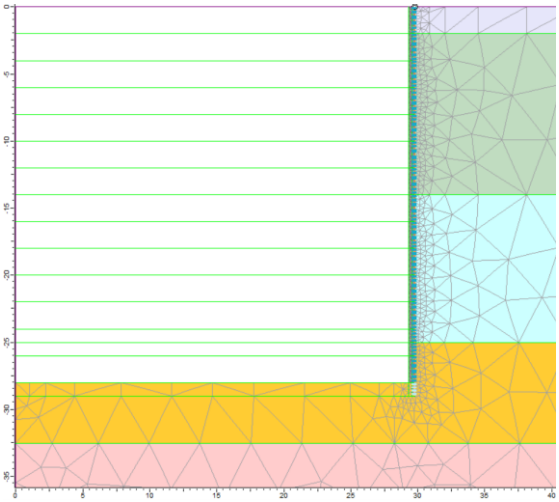
4. Escavação até 4 m



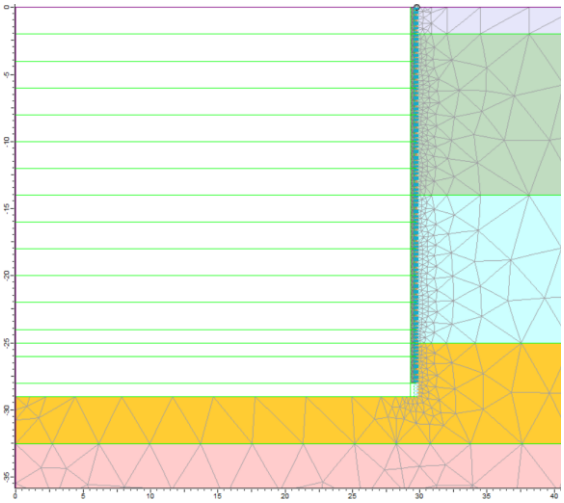
5. Instalação do 2º painel



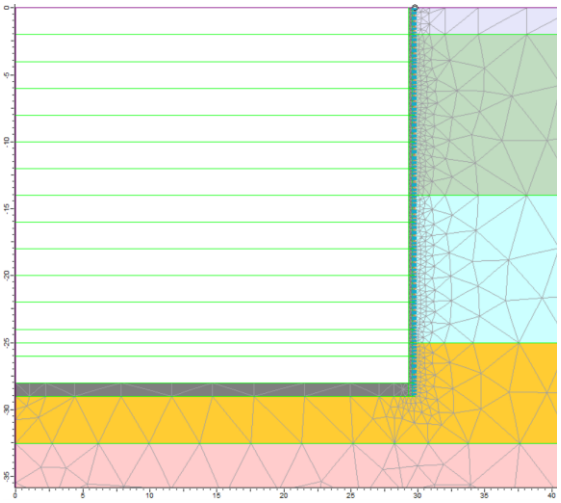
28. Escavação até 28 m



29. Instalação do 14º painel



30. Escavação até 29 m



31. Instalação do 15º painel e laje

Figura 138 - Simulação do faseamento construtivo da solução alternativa pelo método de escavação sequencial

6.5 Análise dos Resultados

6.5.1 Introdução

Este ponto apresenta os resultados da modelação numérica da solução alternativa base pelo método de escavação sequencial na vertical. Inicia-se por uma análise qualitativa do comportamento geral através da deformada da malha. Na sequência, apresentam-se os deslocamentos horizontais e verticais no maciço e no suporte. Analisa-se igualmente o campo de tensões e extensões, os mecanismos de transferência de carga associados ao método, as pressões de terras e os esforços resultantes na estrutura de suporte. Por fim, analisa-se a estabilidade e segurança da escavação, discutindo os possíveis mecanismos de rotura e o fator de segurança associado.

6.5.2 Comportamento Geral

A Figura 139 apresenta a deformada da malha em escala ampliada para a fase final de escavação. O primeiro aspecto que se pode notar é que os deslocamentos horizontais verificados no maciço são distintos dos verificados no suporte. No caso do maciço, os deslocamentos aumentam em profundidade enquanto no caso do suporte, diminuem. Este comportamento é devido à fase de escavação para cada nível ser defasada em relação a fase de suporte. Este aspecto constitui uma diferença fulcral entre as duas metodologias de escavação que se pretende comparar neste trabalho, conforme mostrar-se-á nos próximos pontos. Observam-se também assentamentos à superfície, que são mais pronunciados na proximidade com o suporte, tendo ele inclusivamente assentado. Com relação a base da escavação, observa-se um empolamento com maiores levantamentos na zona próxima ao eixo de simetria. Notam-se também algumas distorções no maciço na proximidade com a zona limite da escavação.

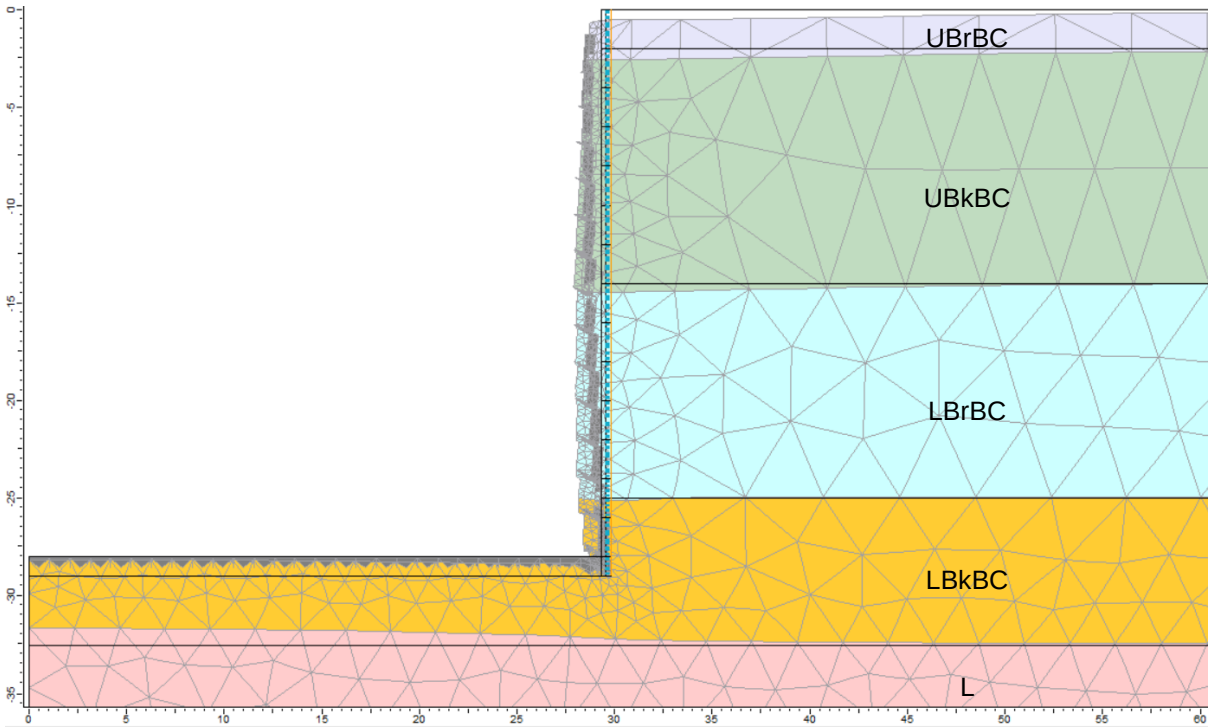
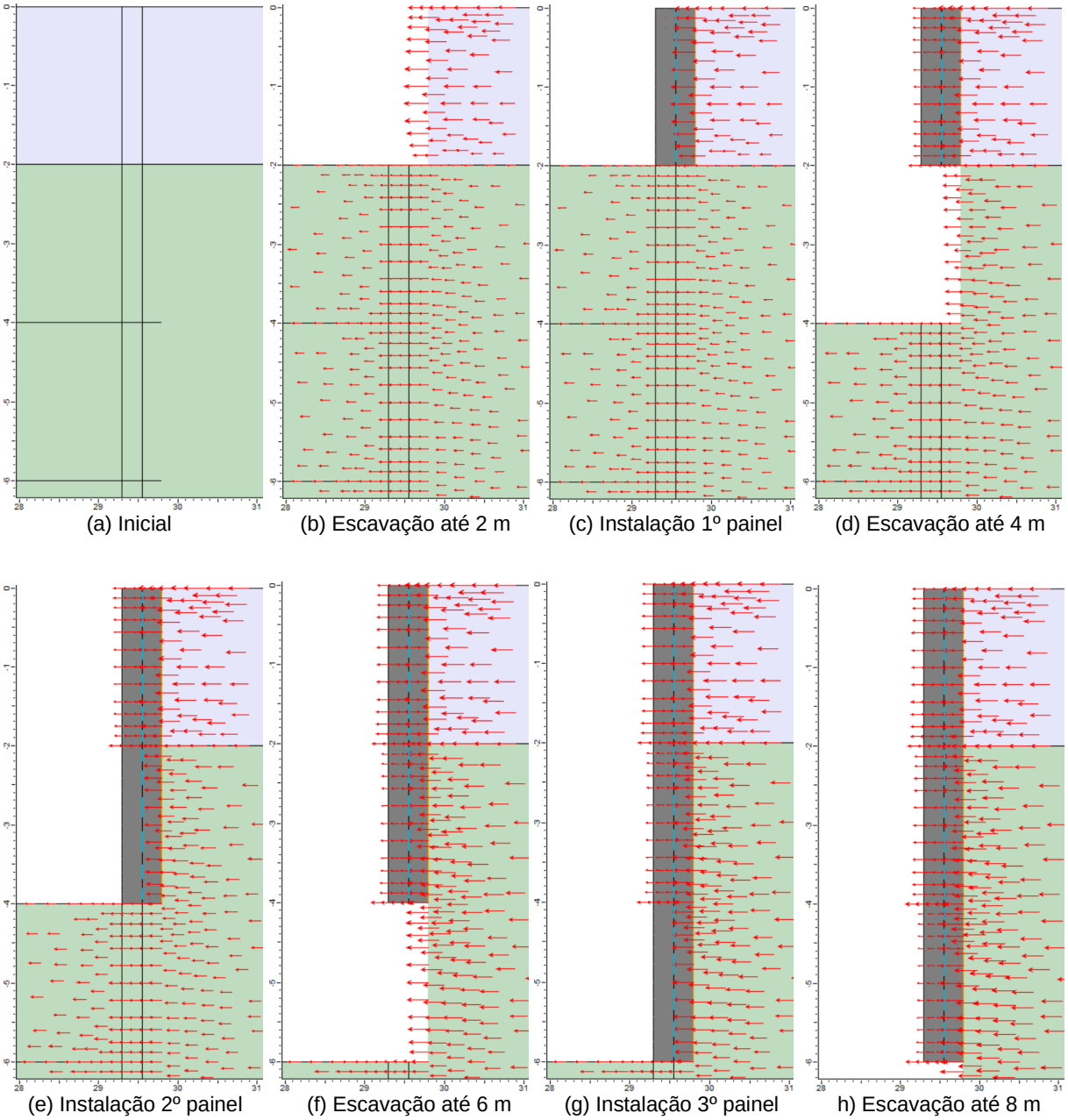


Figura 139 - Deformada da malha na fase final de escavação (escala ampliada)

6.5.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

O primeiro aspecto a ressaltar no caso dos poços construídos pelo método de escavação sequencial na vertical é a necessidade de se distinguir os deslocamentos que ocorrem no maciço dos que ocorrem no suporte. Esta distinção permite facilitar o entendimento do princípio de funcionamento deste método e compreender as diferenças dos resultados relativamente a modelação numérica da solução de escavação suportada com paredes diafragma.

A Figura 140 ilustra a evolução dos deslocamentos horizontais para as primeiras fases do cálculo numérico junto à frente de escavação. Os vetores representam escalarmente a magnitude dos deslocamentos horizontais no maciço e no suporte em cada fase.



(a) Inicial (b) Escavação até 2 m (c) Instalação 1º painel (d) Escavação até 4 m

(e) Instalação 2º painel (f) Escavação até 6 m (g) Instalação 3º painel h) Escavação até 8 m

Figura 140 – Evolução dos deslocamentos horizontais no maciço e no suporte para as fases iniciais

A Figura 140a apresenta a fase inicial do cálculo, onde ainda não existem deslocamentos horizontais. Analisando a evolução do cálculo da fase inicial para a fase de escavação do primeiro nível (Figura 140b), observa-se a ocorrência dos primeiros deslocamentos horizontais no maciço. Estes deslocamentos resultam do fato de não haver pré-suporte da escavação e são mais importantes junto a face do maciço, sendo maiores à superfície e menores junto a base. Na fase seguinte, o primeiro painel é instalado (Figura 140c). Tal como esperado, observa-se que os deslocamentos horizontais para esta fase são idênticos aos da fase anterior, visto que a instalação do suporte não implica, para esta fase, alterações relevantes no estado de tensão do maciço. Contudo, na fase seguinte, que representa a escavação do segundo nível (Figura 140d), verificam-se novos incrementos de deslocamentos horizontais no maciço e surgem os primeiros deslocamentos no suporte do primeiro nível. Para as restantes fases, o comportamento se repete, confirmando que só há incremento de deslocamentos horizontais, quer no maciço quer no suporte, em fases de escavação, dado que a colocação do suporte só acrescenta forças verticais de pequena magnitude. Além disso, fica evidente que a parcela mais importante destes deslocamentos ocorre sempre no maciço, junto aos limites da face desconfinada. Este comportamento está associado ao princípio de funcionamento do método sequencial. Ocorre que, quando se escava um patamar correspondente à altura de um painel, o maciço compreendido entre esta altura deforma-se livremente uma vez que a escavação se dá sem pré-suporte. Como nos limites desta altura o maciço encontra-se, no topo, suportado pelo painel do nível superior e, na base, pelo próprio maciço ainda por escavar, ocorre uma transferência de carga do maciço da zona sem suporte para a base do painel do nível superior e para o topo do maciço do nível ainda por escavar. Como consequência, os deslocamentos horizontais no maciço são diferentes do verificado no suporte. A Figura 141 apresenta os deslocamentos horizontais do maciço imediatamente atrás da estrutura de suporte para a fase final de escavação e compara com os deslocamentos verificados no suporte, podendo facilmente se observar o comportamento referido. No caso do maciço, os deslocamentos são maiores e aumentam em profundidade e no caso do suporte, são menores e diminuem em profundidade (conforme apresentado na Figura 139).

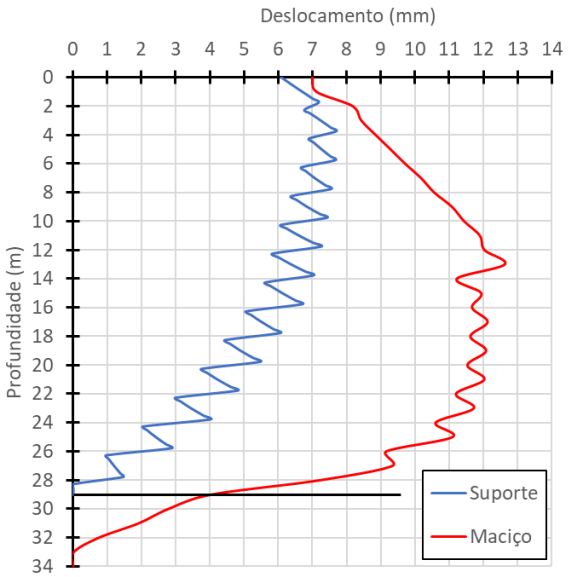


Figura 141 – Deslocamentos horizontais no maciço e no suporte (fase final de escavação)

A Figura 142 apresenta os deslocamentos horizontais absolutos nas restantes zonas do maciço para a fase final de escavação. Observa-se que os deslocamentos mais importantes ocorrem nas profundidades compreendidas entre a segunda camada (UBkBC) e a terceira camada (LBrBC), de forma semelhante ao verificado na solução com a parede diafragma. No entanto, a magnitude destes deslocamentos é bastante superior, ocorrendo o máximo a cerca de meia altura do poço com aproximadamente 12 mm, sendo, portanto, 3 vezes maior do que na solução com a parede diafragma onde era de apenas de 4 mm.

Não se notam deslocamentos horizontais relevantes na zona do maciço em frente ao pé da estrutura de suporte (zona de encontro do último painel com a laje de fundo), diferentemente do verificado na outra solução, onde a parede diafragma tendia a empurrar o maciço imediatamente a frente dela.

À superfície, ainda se nota o efeito da escavação para uma distância de cerca de um diâmetro do poço, o que também é uma grande diferença relativamente a solução com a parede diafragma que possuía uma zona de influência de aproximadamente metade. Tal está associado à maior descompressão que ocorre no maciço devido à utilização do método sequencial em comparação com o que ocorre quando existe um pré-suporte.

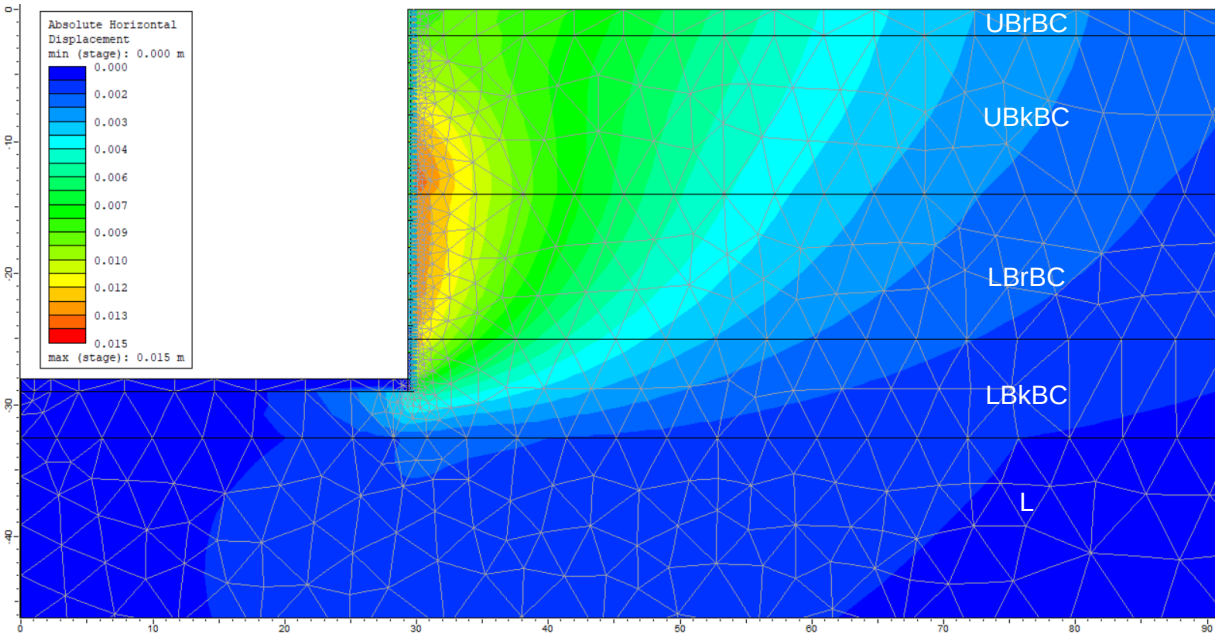


Figura 142 – Deslocamentos horizontais no maciço (fase final de escavação)

A Figura 143 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais do maciço imediatamente atrás da estrutura de suporte para várias fases, indicando-se para referência a profundidade da base da escavação em cada uma (linha horizontal contínua a vermelho). Apresenta-se na mesma figura a geometria do poço e o perfil geotécnico para referência.

Observa-se um embarrigamento contínuo ao longo das várias fases, o que representa um aumento progressivo dos deslocamentos horizontais até que se atinja o valor máximo. Com relação aos deslocamentos horizontais à superfície, observa-se um aumento contínuo ao longo das várias fases, atingindo-se um valor máximo de 7 mm na fase final de escavação. Este comportamento difere em muito dos resultados numéricos verificados para o caso da solução numérica com parede diafragma, onde os deslocamentos horizontais à superfície eram praticamente nulos durante toda a escavação.

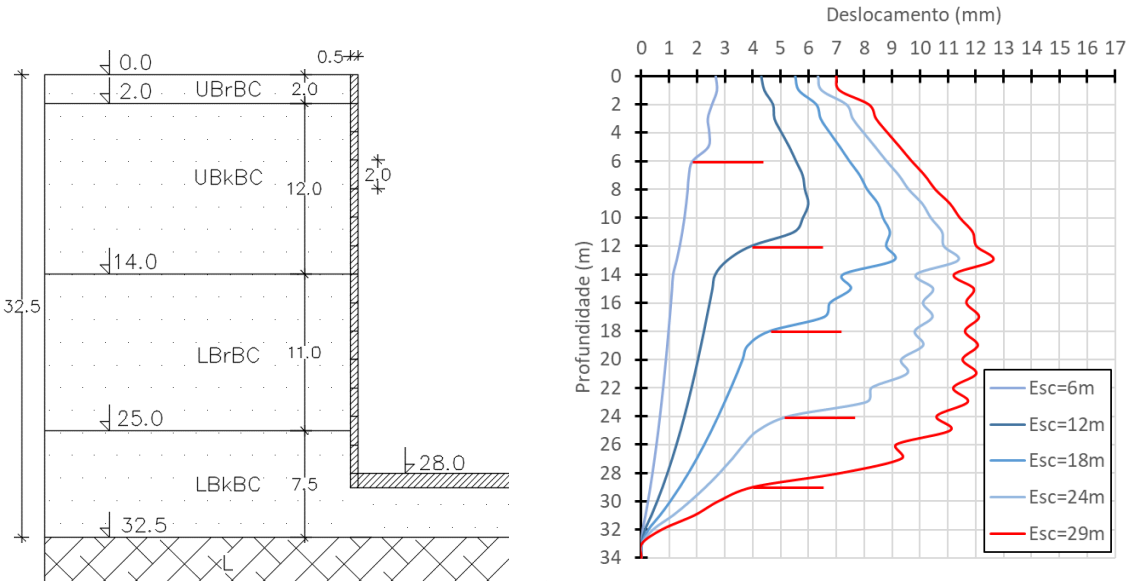
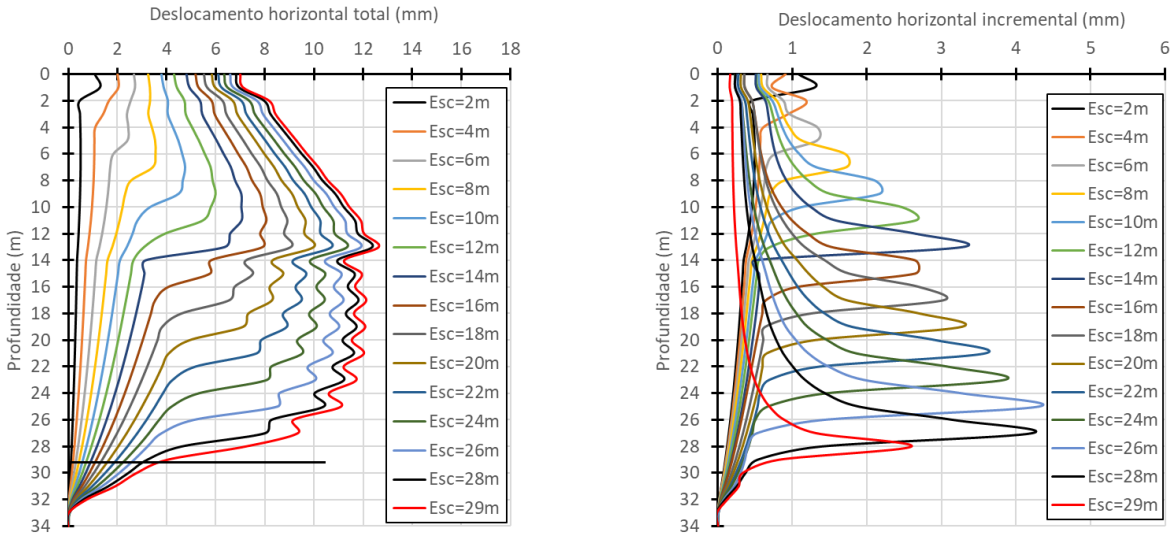


Figura 143 – Deslocamentos horizontais do maciço (várias fases)

Um aspecto curioso é a forma oscilatória da curva, que fica mais evidente na fase final de escavação para profundidades além dos 14 m. A Figura 144a ilustra melhor este comportamento ao apresentar os deslocamentos horizontais para todas as fases de escavação, notando-se a formação de "barrigas" coincidentes com a altura de cada painel.



(a) Deslocamentos horizontais totais

(b) Deslocamentos horizontais incrementais

Figura 144 – Deslocamentos horizontais do maciço para todas as fases de escavação

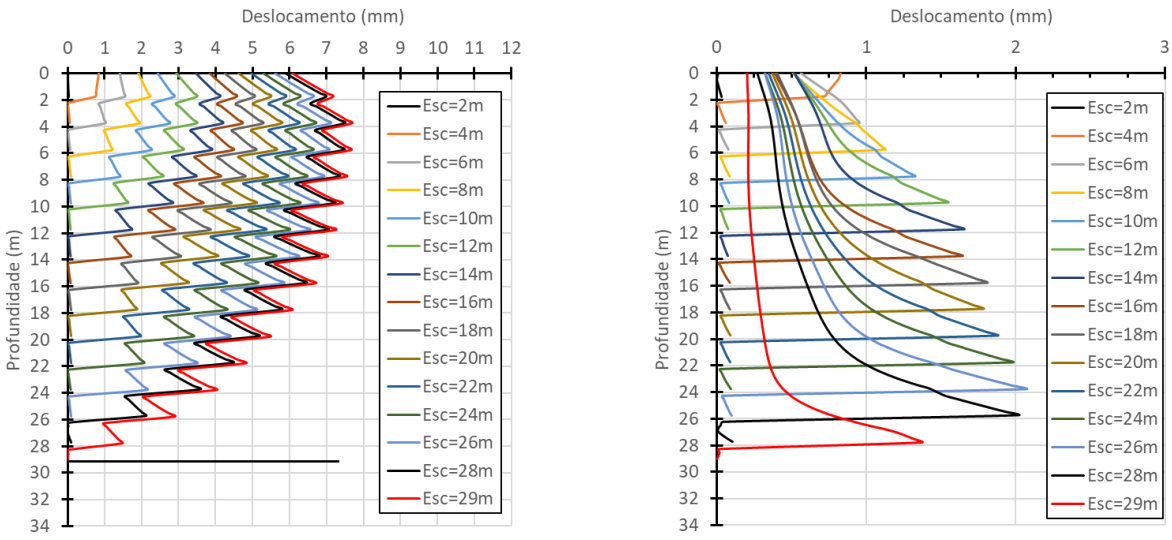
Este comportamento também foi observado por Topa Gomes (2008), tendo o autor elucidado que se trata de um comportamento inerente ao método de escavação sequencial na vertical que evidencia o mecanismo de transferência de carga por efeito de arco junto à frente de escavação. Ocorre que, quando se escava um patamar correspondente à altura de um painel (neste caso, com 2 m de altura), o maciço compreendido entre esta altura deforma-se livremente uma vez que a escavação se dá sem

pré-suporte. Como nos limites desta altura o maciço encontra-se, no topo, suportado pelo painel do nível superior e, na base, pelo próprio maciço ainda por escavar, os deslocamentos horizontais na zona central tendem a ser maiores do que nas zonas limites, o que explica a formação das "barrigas". Cabe ressaltar que, na prática, a superfície do maciço não ficará com este aspecto ondulado, pois as deformações induzidas, além de serem muito pequenas, ocorrem concomitantemente com a escavação de cada patamar, ou seja, ao término da escavação de um patamar, os deslocamentos já terão ocorrido.

É interessante notar que ao longo das primeiras fases de escavação os deslocamentos horizontais acima da base tendem a crescer continuamente desde a superfície até a profundidade da base. Este comportamento verifica-se até a fase em que a escavação chega ao topo da camada de LBrBC aos 14 m, atingindo o deslocamento máximo de cerca de 12 mm a esta profundidade. Após esta fase, os deslocamentos horizontais acima da base continuam a aumentar nas restantes fases para as camadas de LBrBC e LBkBC, mas de forma significativamente mais lenta, até que na fase final tendem a estabilizar num valor aproximadamente constante também de cerca de 12 mm (entre os 14 m e os 25 m) e depois reduzem-se naturalmente até a profundidade em que se encontra a laje de fundo. Este crescimento mais lento está associado à maior rigidez e ao menor K_0 das camadas de LBrBC e LBkBC comparativamente com as camadas superiores de UBrBC e UBkBC, o que se traduz em menores incrementos de deslocamentos em cada fase de escavação após os 14 m de profundidade.

Com relação aos deslocamentos horizontais incrementais, a Figura 144b confirma que, para cada fase de escavação, os valores tendem a ser máximos na zona central de cada patamar de escavação e inclusivamente se fazem sentir em níveis superiores, conforme discutido através dos resultados da Figura 140. Além disso, fica evidente a diferença de comportamento na transição da segunda camada (UBkBC) para a terceira camada (LBrBC), interrompendo um ciclo de crescimento contínuo de deslocamentos incrementais máximos na fase de escavação correspondente aos 14 m, face ao aumento de rigidez do maciço após esta profundidade.

A Figura 145 apresenta os deslocamentos horizontais que ocorrem no suporte para cada uma das fases de escavação.



(a) Deslocamentos horizontais totais

(b) Deslocamentos horizontais incrementais

Figura 145 - Deslocamentos horizontais do suporte em todas as fases de escavação

A análise da Figura 145a mostra que os deslocamentos horizontais do suporte são, para cada fase, maiores à superfície e menores em profundidade, em oposição ao comportamento verificado para o maciço. A Figura 145b mostra que os painéis instalados primeiro sofrem influência dos restantes nas fases de escavações subsequentes e, dessa forma, acumulam deslocamentos. Fica inclusivamente evidente que mesmo as últimas fases de escavação têm influência nos primeiros níveis de suporte, ainda que com menor impacto. Outro aspecto que se nota nas curvas da Figura 145a é a ocorrência das oscilações nos deslocamentos horizontais totais em cada painel. Observa-se que os deslocamentos são maiores na base do painel e menores no topo (assim como verificado na Figura 140). O motivo para os deslocamentos serem maiores na base de um determinado painel está associado a escavação do nível imediatamente inferior, onde parte das pressões de terras deste nível são então transferidas, por efeito de arco no plano vertical, para a base do painel. Este mecanismo de transferência de carga será mostrado em mais detalhe nos próximos pontos.

6.5.4 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

A Figura 146 apresenta os deslocamentos absolutos verticais no maciço para a fase final de escavação. Observa-se que os deslocamentos verticais são maiores na base da escavação, principalmente na proximidade com o eixo de simetria, conforme observado também para o caso da solução com parede diafragma. No entanto, ao contrário daquela solução, observam-se igualmente deslocamentos verticais significativos na zona do maciço atrás do suporte. Estes deslocamentos são maiores à superfície e propagam-se em profundidade, onde são menos pronunciados. À superfície, estendem-se para uma distância de até 30 m a partir do eixo do suporte (cerca de meio diâmetro).

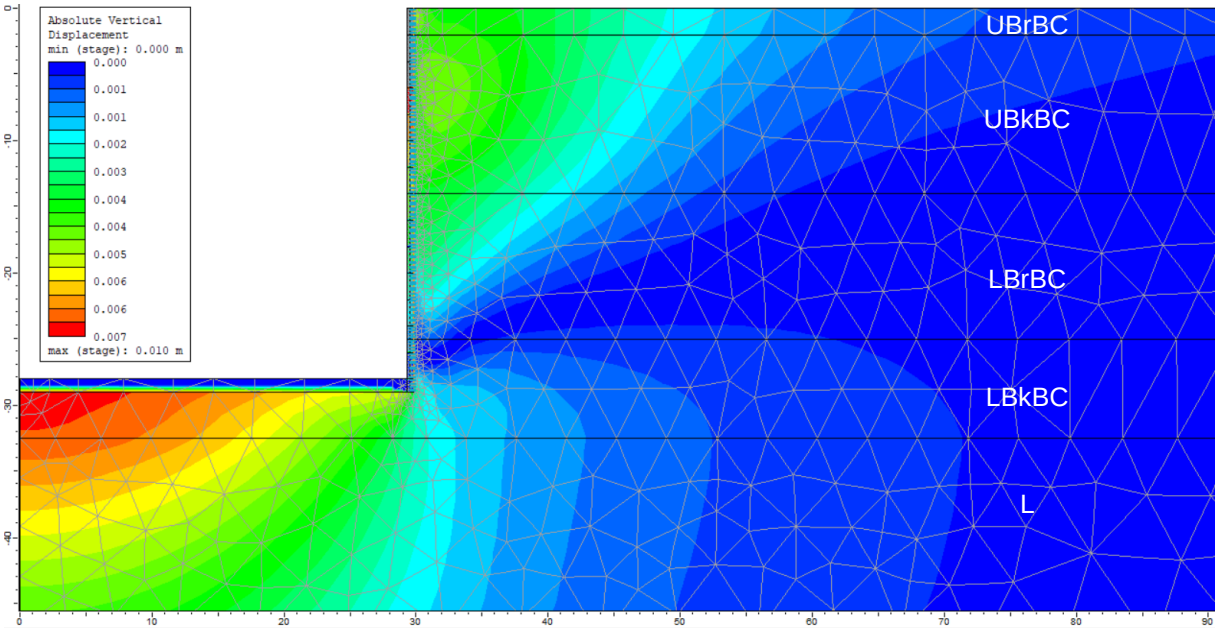


Figura 146 – Deslocamentos verticais no maciço

A Figura 147 apresenta a evolução dos deslocamentos verticais à superfície ao longo de várias fases. Observam-se assentamentos que, apesar de muito pequenos em todas as fases, são crescentes com a escavação, atingindo cerca de 4 mm na proximidade com o suporte e tendendo a diminuir com o afastamento da escavação. No contato com o suporte verifica-se um assentamento de cerca de 10 mm.

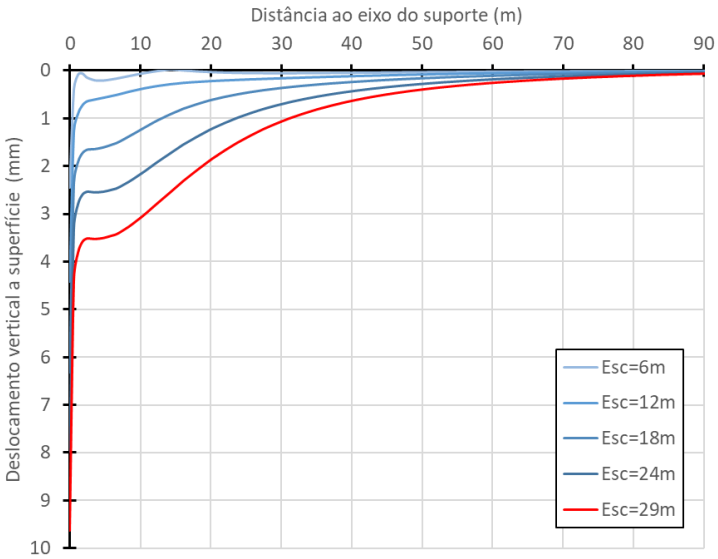


Figura 147 - Deslocamentos verticais na superfície

A Figura 148 apresenta a evolução dos deslocamentos verticais na base da escavação de cada fase. Observa-se um comportamento muito similar ao verificado na solução com parede diafragma, onde os empolamentos observados são pequenos em todas as fases e inclusivamente maiores que os assentamentos, sendo que nas três últimas praticamente não variam. Os empolamentos máximos são da ordem de 7 mm próximo ao eixo de simetria, decorrente do maior alívio de pressões nessa zona, e são menores na proximidade com o suporte. Isto também indica que a rotura de fundo não deverá ocorrer em nenhuma fase de escavação, face aos baixos valores de deslocamentos verticais atingidos.

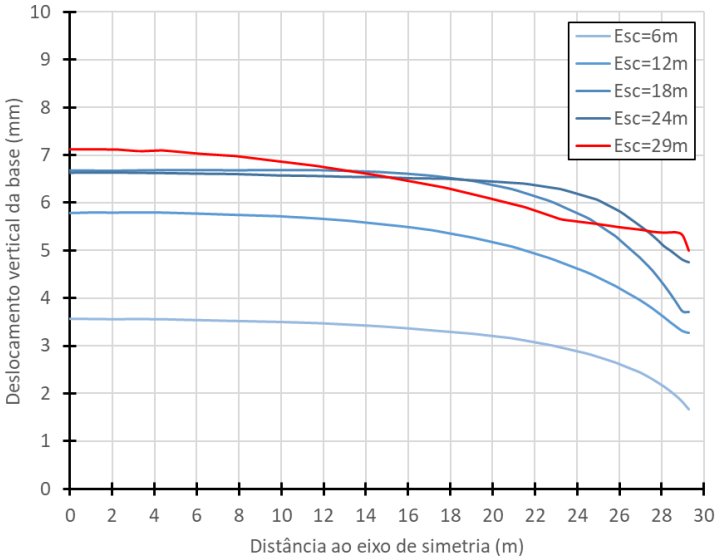


Figura 148 - Deslocamentos verticais na base de cada fase de escavação

6.5.5 CAMPO DE TENSÕES

A Figura 149, Figura 150 e a Figura 151 apresentam o estado de tensão no maciço segundo a direção radial σ_{xx}, vertical σ_{yy} e circunferencial σ_z, respectivamente, para a fase final de escavação. A escala de cores em ambas as figuras foi mantida a mesma para permitir uma melhor comparação entre elas. Recorde-se que inicialmente a tensão principal máxima σ_1 corresponde à tensão radial σ_{xx} ($\sigma_1 = \sigma_{xx}$) e a tensão principal mínima σ_3 coincide com a tensão vertical σ_{yy} ($\sigma_3 = \sigma_{yy}$), sendo a tensão radial σ_{xx} maior que a tensão vertical σ_{yy} no maciço de DBC ($\sigma_{xx} > \sigma_{yy}$) uma vez que o coeficiente de impulso em repouso é superior à unidade ($K_0 > 1.0$). Note-se também que inicialmente os valores da tensão radial σ_{xx} coincidem com os valores da tensão circunferencial σ_z ($\sigma_{xx} = \sigma_z$) e, portanto, $\sigma_1 = \sigma_{xx} = \sigma_z$.

Analisando o campo das diversas tensões, observa-se uma perturbação muito grande na zona imediatamente atrás do tardoz do suporte, que é resultante da descompressão do maciço em cada uma das fases de escavação. À medida que nos afastamos do tardoz, o efeito da escavação desvanece-se, embora ainda se faça sentir com alguma importância até uma distância de cerca de 30 m (meio diâmetro), conforme observado pela variação da tensão radial. Nota-se também uma perturbação muito grande na zona de encontro entre o último painel e a laje de fundo. Conforme discutido no capítulo 5, trata-se de uma zona numericamente problemática devido a ocorrência de uma grande concentração de tensões.

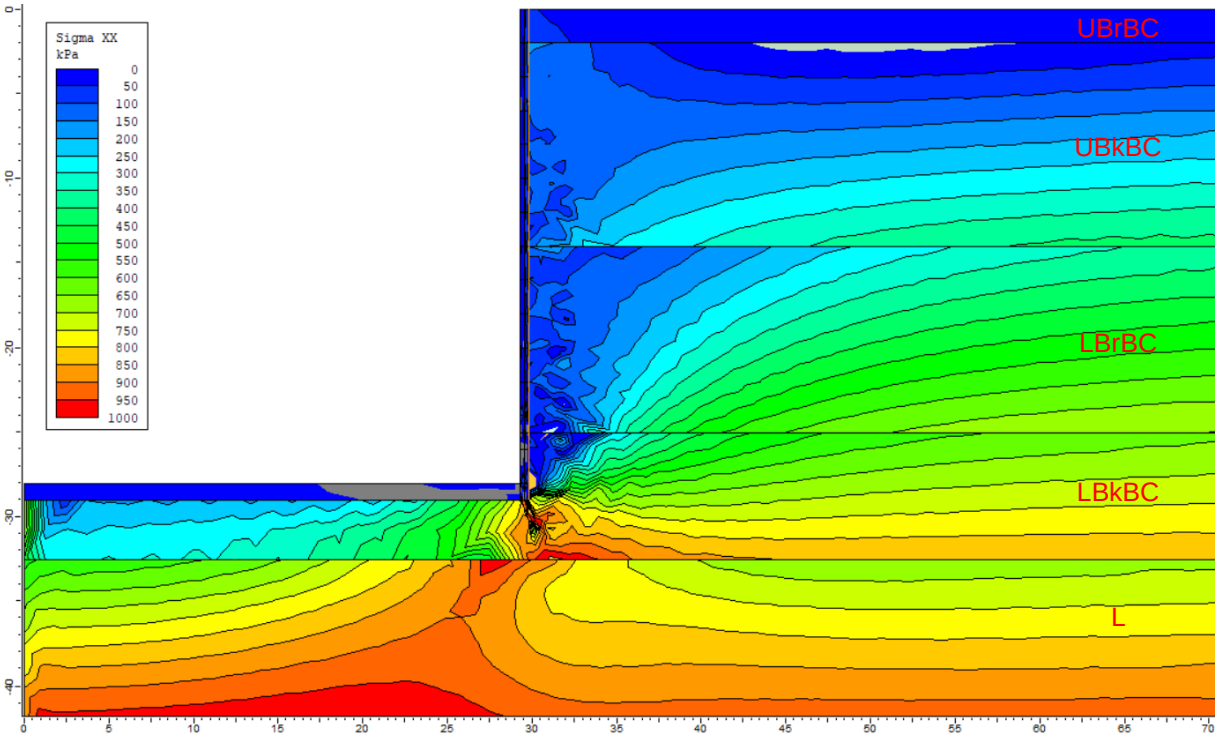


Figura 149 – Tensões totais na direção radial (σ_{xx})

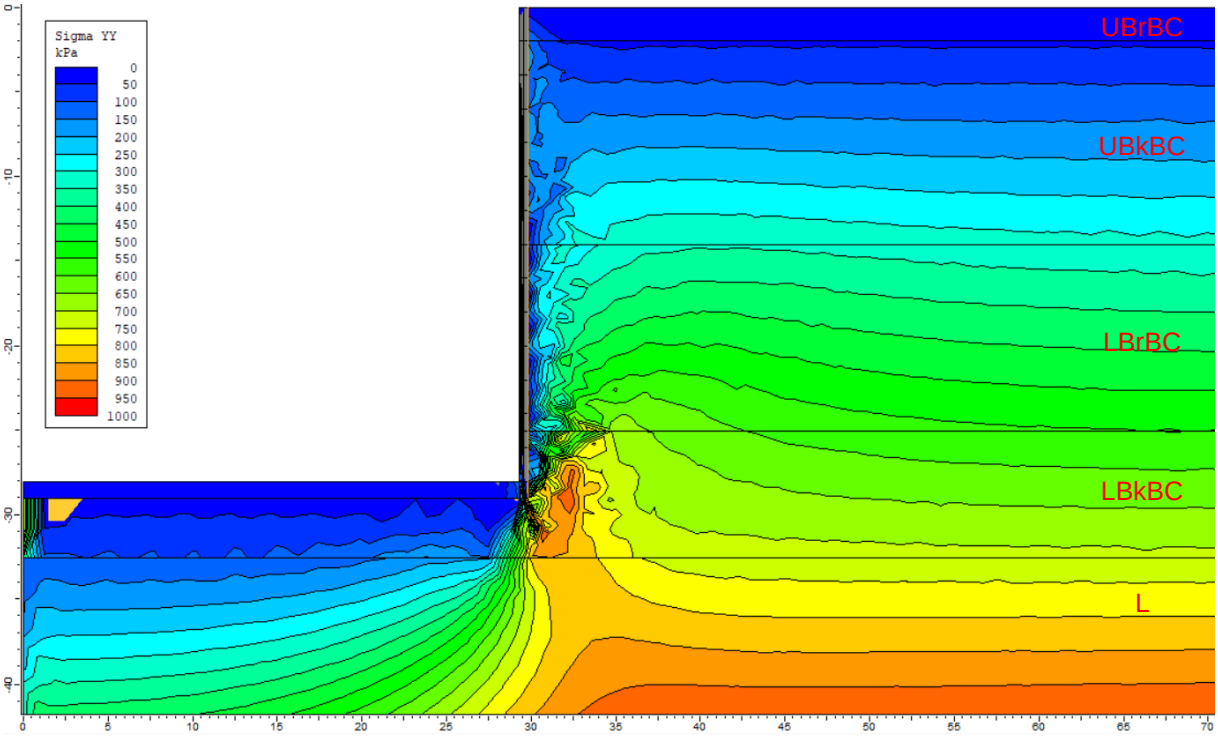


Figura 150 - Tensões totais na direção vertical (σ_{yy})

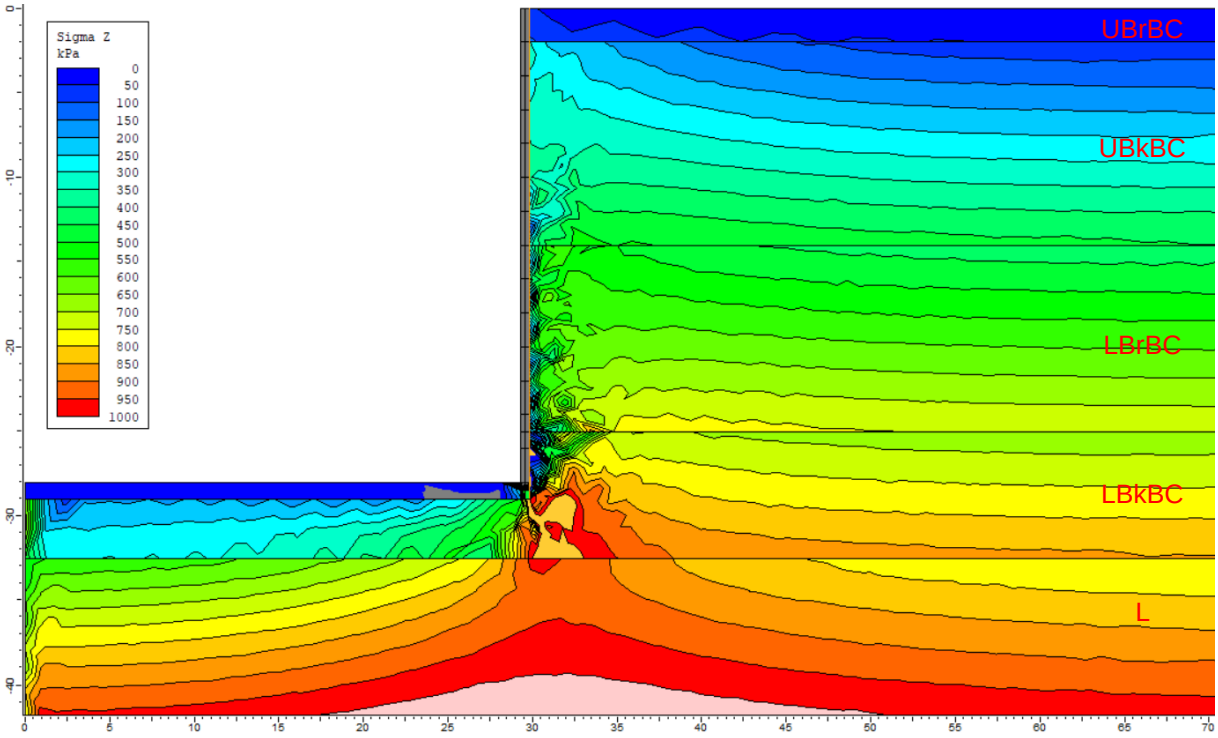
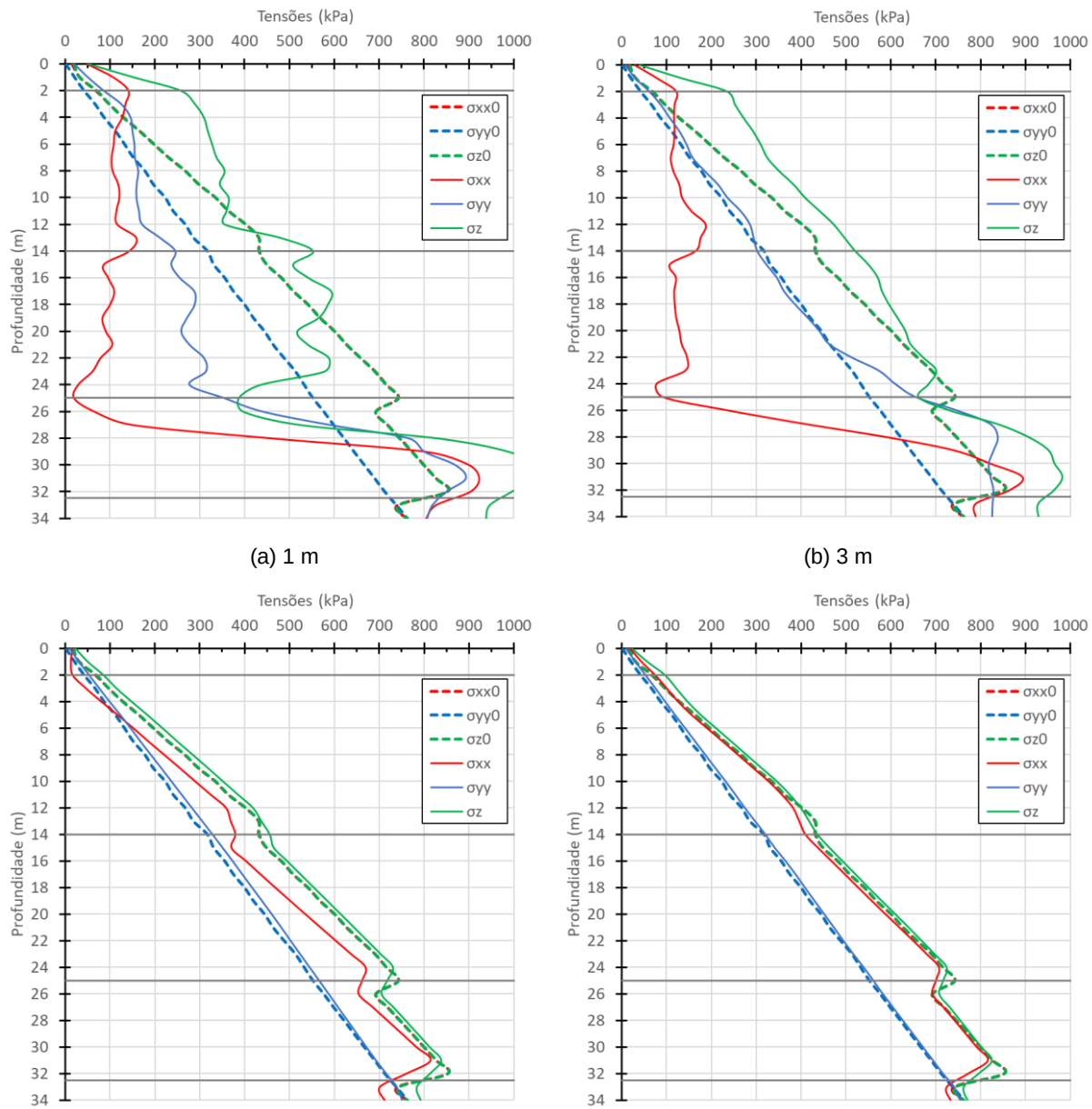


Figura 151 - Tensões totais na direção circunferencial (σ_z)

A Figura 152 compara o estado de tensão na fase final de escavação (σ_{xx}, σ_{yy} e σ_z) com o estado de tensão na fase inicial (σ_{xx0}, σ_{yy0} e σ_{z0}) para diferentes distâncias ao suporte. Para a zona do maciço à 1 m de distância do suporte (Figura 152a), fica evidente a redução da tensão radial σ_{xx} em profundidade por efeito da descompressão do maciço durante o processo de escavação. Contudo, ainda se observa grande perturbação nas restantes tensões em função da plastificação nesta zona causada pelo mecanismo de transferência de carga na frente ao longo do processo de escavação, conforme será discutido adiante. Para uma distância de 3 m (Figura 152b), o comportamento torna-se mais definido. A tensão radial mantém-se aproximadamente constante em profundidade e bastante inferior à inicial, a tensão vertical é praticamente similar aos valores iniciais e a tensão circunferencial aumenta, observando-se ainda o efeito do fundo da escavação aos 29 m de profundidade. A uma distância de 30 m (sensivelmente meio diâmetro, Figura 152c), só há uma ligeira diferença entre a tensão radial final e inicial e aos 60 m de distância (cerca de um diâmetro, Figura 152d), as três tensões coincidem.



(a) 1 m

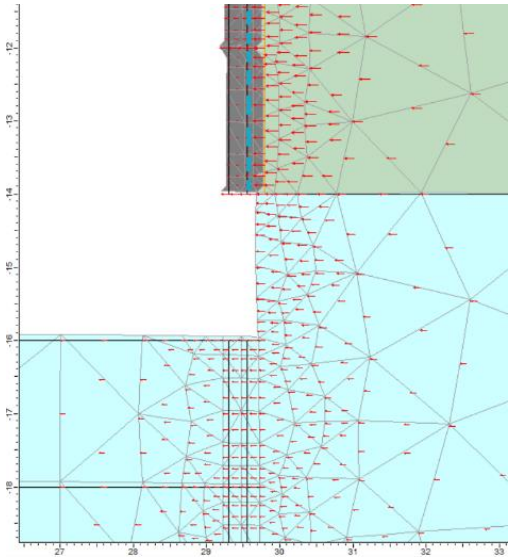
(b) 3 m

(c) 30 m

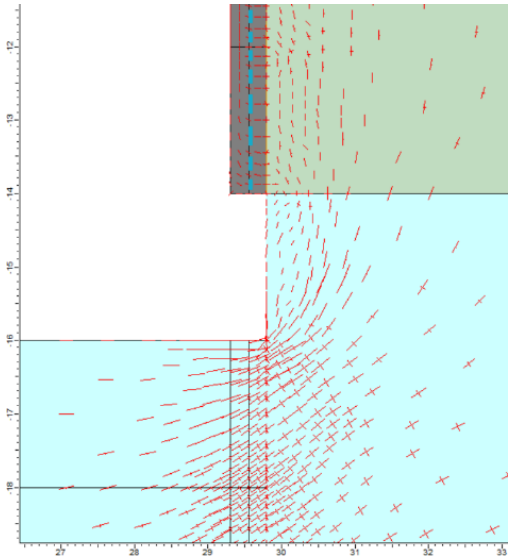
(d) 60 m

Figura 152 – Estado de tensão a diferentes distâncias do suporte

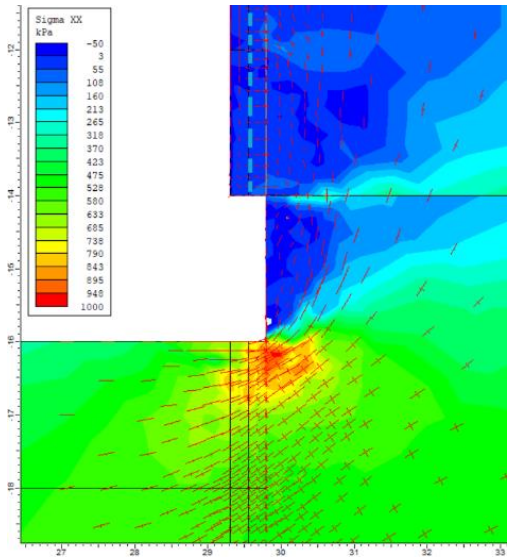
A Figura 153 procura apresentar o mecanismo de transferência de carga que ocorre na frente de escavação, tomando como referência a fase de escavação aos 16 m de profundidade. Conforme discutido, quando se escava um patamar correspondente à altura de um painel, o maciço compreendido nesta zona deforma-se livremente ao centro e é restringido na base e no topo (Figura 153a). Devido a estas restrições, o maciço da zona sem suporte transfere carga para o maciço da base e para o painel no topo por efeito de arco no plano vertical. Nota-se que a maior parcela da carga é transferida para o maciço da base e não para o painel no topo (Figura 153b). Este comportamento verifica-se, pois ao escavar, a tensão radial σ_{xx} na zona da face tende para zero (Figura 153c), originando a plastificação do maciço numa zona compreendida entre a face até uma distância de cerca de 2 m da face (Figura 153d). Assim, à medida que a escavação avança, mais zonas do maciço acima do painel escavado se encontram plastificadas, reduzindo a capacidade do maciço em redistribuir maiores incrementos de cargas por efeito de arco para a zona superior.



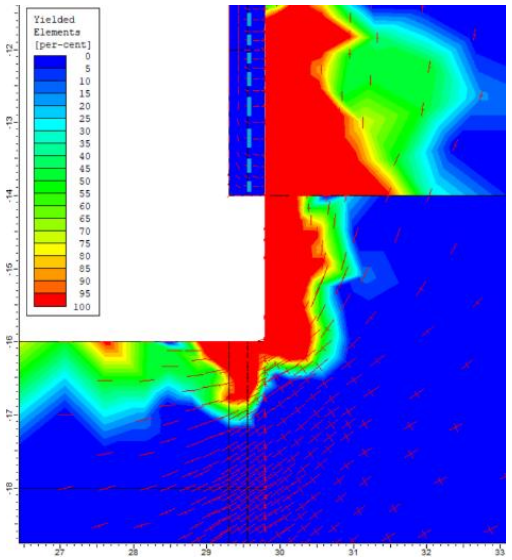
(a) Malha deformada



(b) Arqueamento das tensões no plano vertical



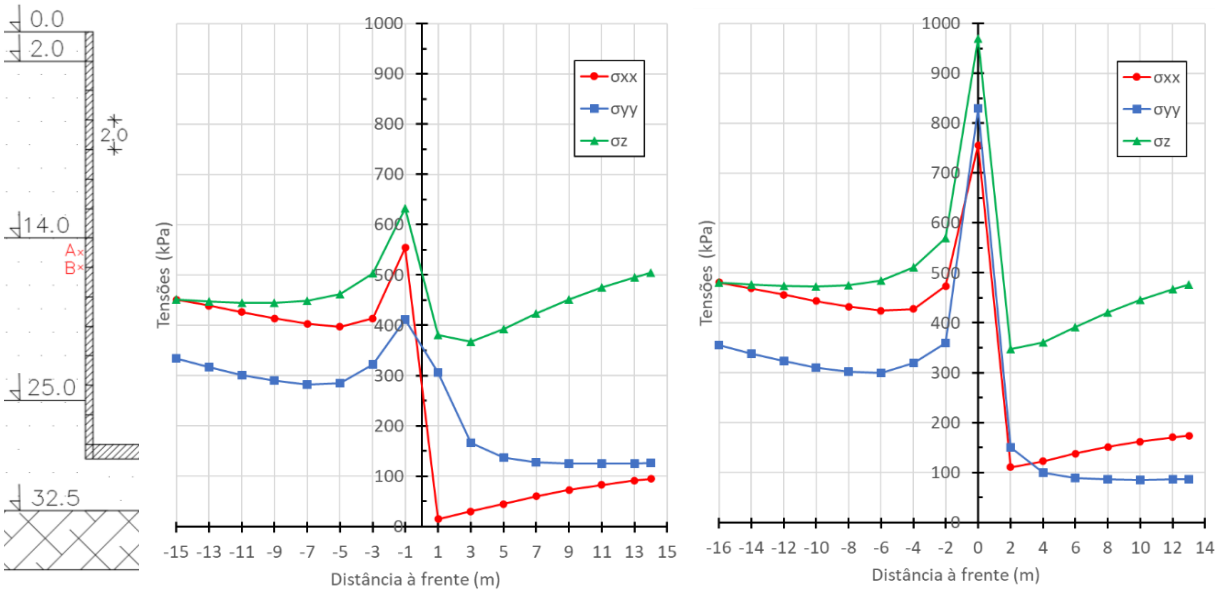
(c) Tensões radiais σ_{xx}



(d) Zona plastificada

Figura 153 – Mecanismo de transferência de carga na frente de escavação

A Figura 154 apresenta a evolução das tensões ao longo do cálculo para dois pontos “A” e “B” fixos no maciço, localizados a 15 m e 16 m de profundidade, respectivamente, imediatamente atrás do suporte (afastado cerca de 0.1 m). O ponto A coincide com o centro da altura do 8º painel e o ponto B com a sua base. O eixo horizontal representa a distância, em profundidade, da frente de escavação. Analisando a evolução das tensões em ambos os pontos, observa-se um comportamento coerente com os resultados apresentados anteriormente. A Figura 154a mostra que após a frente de escavação ultrapassar o ponto A, as tensões radiais diminuem bruscamente praticamente anulando-se, mas que as tensões circunferenciais se mantêm e tendem inclusivamente a aumentar até a fase final de escavação. Este comportamento evidencia o efeito de arco circunferencial. A Figura 154b mostra que quando a profundidade da frente de escavação coincide com a profundidade do ponto B, ocorre um súbito aumento das três tensões (concentração pontual de tensões), que depois reduzem-se naturalmente na fase seguinte, tendendo depois as tensões radiais a aumentar evidenciando assim o efeito de arco no plano vertical referido anteriormente. Ressalta-se que para ambos os pontos, na fase final de escavação, a tensão circunferencial é a maior entre as três tensões, conforme esperado.



(a) Ponto A (b) Ponto B

Figura 154 – Evolução das tensões nos pontos A e B do maciço

6.5.6 EXTENSÕES

A Figura 155 apresenta as extensões no maciço referentes a fase final de escavação limitada a valores de até 0.2% (2.0 x 10^{-3}), sendo as zonas sem cores de pouco interesse para a análise em questão. Analisando a figura, observa-se que o maciço do tardoz encontra-se majoritariamente sob extensão positiva (expansão), assim como o verificado para o caso da solução com paredes diafragma. As extensões são variáveis e não excedem globalmente o valor de 0.1%, sendo possível tomar como referência uma extensão média da ordem de 4.0 x 10^{-4} (0.04%). Observam-se extensões superiores a 0.1% nas zonas imediatamente atrás do suporte nas camadas de LBrBC e LBkBC (de cerca de 0.2 %). Contudo, trata-se de zonas pontuais, pelo que pode considerar-se que o nível de extensão médio está compreendido dentro do intervalo de deformações espectáveis para o qual foram definidas as propriedades de rigidez da DBC (0.01% a 0.1%), permitindo verificar que os parâmetros adotados são adequados também para o caso da solução alternativa.

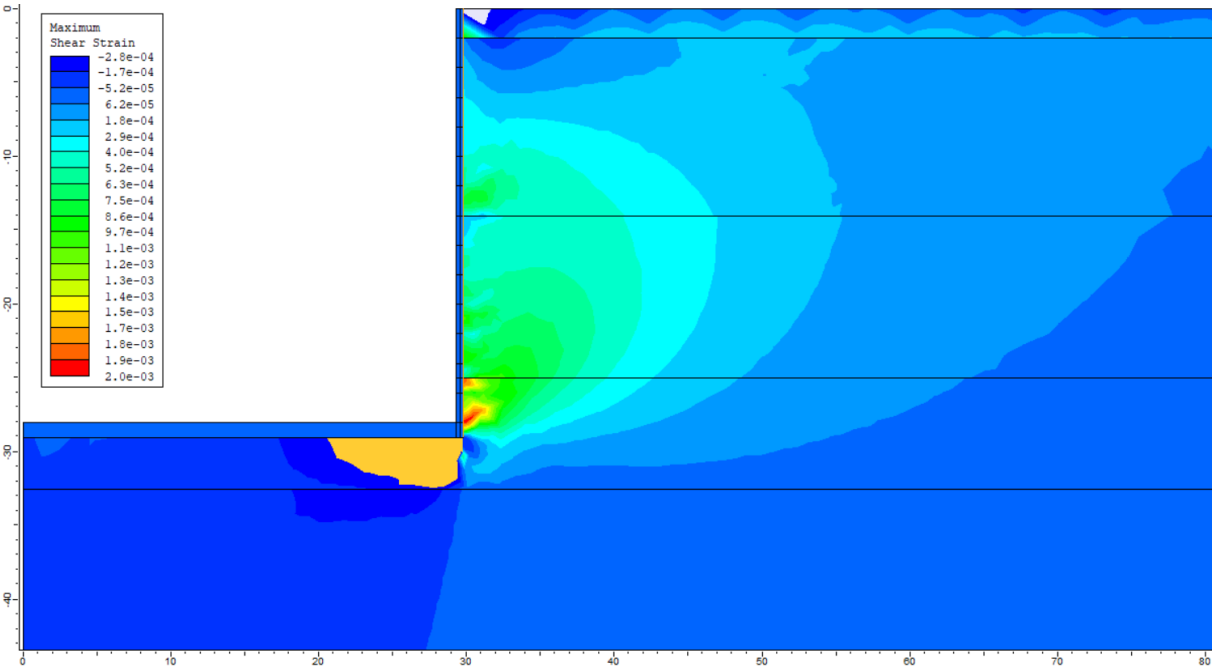
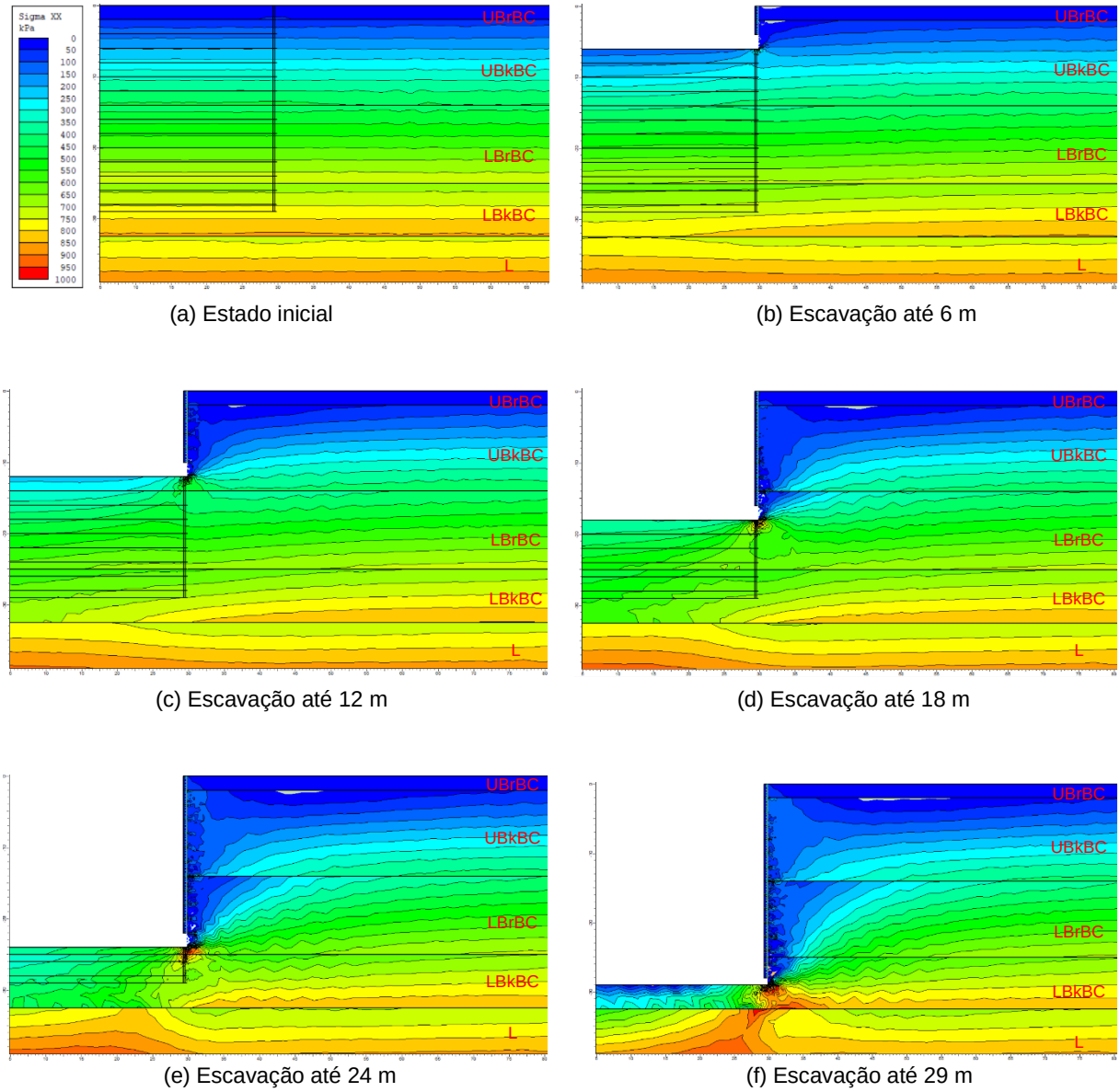


Figura 155 - Extensões no maciço ε_{max}

6.5.7 PRESSÕES DE TERRAS

A Figura 156 apresenta a evolução das tensões radiais σ_{xx} no maciço para várias fases de escavação. Os resultados evidenciam a descompressão que ocorre no tardoz do suporte à medida que a escavação avança. Observa-se que a zona em descompressão ocorre sempre acima da profundidade da base da escavação, notando-se concomitantemente um aumento dessa zona que envolve áreas do maciço cada vez maiores e que se propaga até zonas mais afastadas dos limites da escavação à medida que a escavação se torna mais profunda.



(a) Estado inicial

(b) Escavação até 6 m

(c) Escavação até 12 m

(d) Escavação até 18 m

(e) Escavação até 24 m

(f) Escavação até 29 m

Figura 156 - Evolução das tensões radiais σ_{xx} no maciço para várias fases de escavação

A Figura 157 apresenta a evolução das pressões de terras atuantes no suporte para várias fases de escavação e compara com as tensões equivalentes no estado inicial (tensões radiais iniciais σ_{xx0}). O formato das curvas mostra que as pressões, após uma zona superficial onde se mantêm próximas das tensões iniciais, diminuem drasticamente tendendo para um valor aproximadamente constante em profundidade até que seja atinja a base de cada fase de escavação, onde crescem novamente ficando próximas das tensões iniciais. Este comportamento reflete a evolução das tensões radiais σ_{xx} no maciço apresentada na Figura 156 e está de acordo com as soluções analíticas propostas por vários autores, conforme discutido no capítulo 2, constituindo uma diferença importante relativamente à solução com parede diafragma. Nota-se na Figura 157 que o referido valor aproximadamente constante em profundidade tende a aumentar ligeiramente ao longo das várias fases de escavação, conforme esperado, pois quanto maior a profundidade do poço, maiores as pressões de terras atuantes. Este comportamento estará associado ao mecanismo de transferência de carga por efeito de arco referido anteriormente. Como resultado, haverá um sucessivo aumento das pressões de terras atuantes em toda a estrutura de suporte ao longo das várias fases. Na fase final de escavação, as pressões de terras no suporte são da ordem de 100 kPa, valor este significativamente menor do que os verificados para o caso da solução com parede diafragma, que por sua vez cresciam em profundidade, atingindo um valor de cerca de 300 kPa a meia altura e 600 kPa na profundidade da laje de fundo.

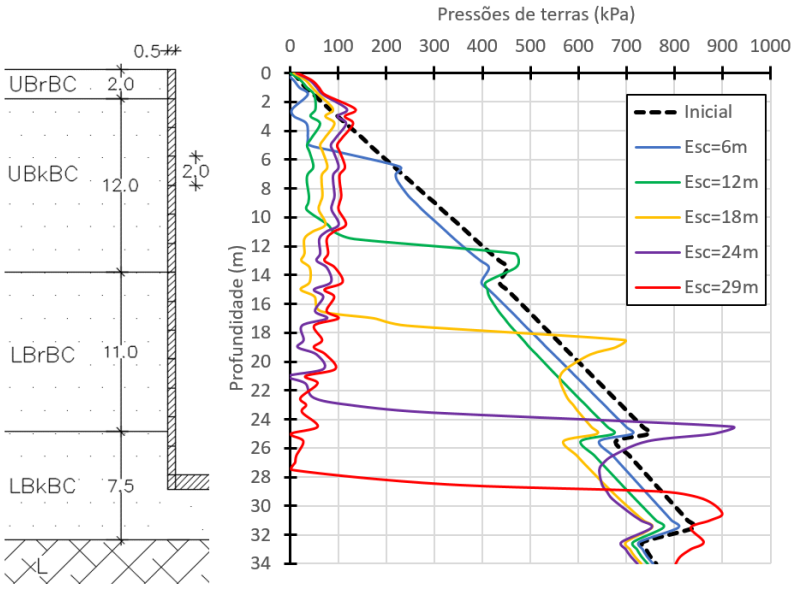
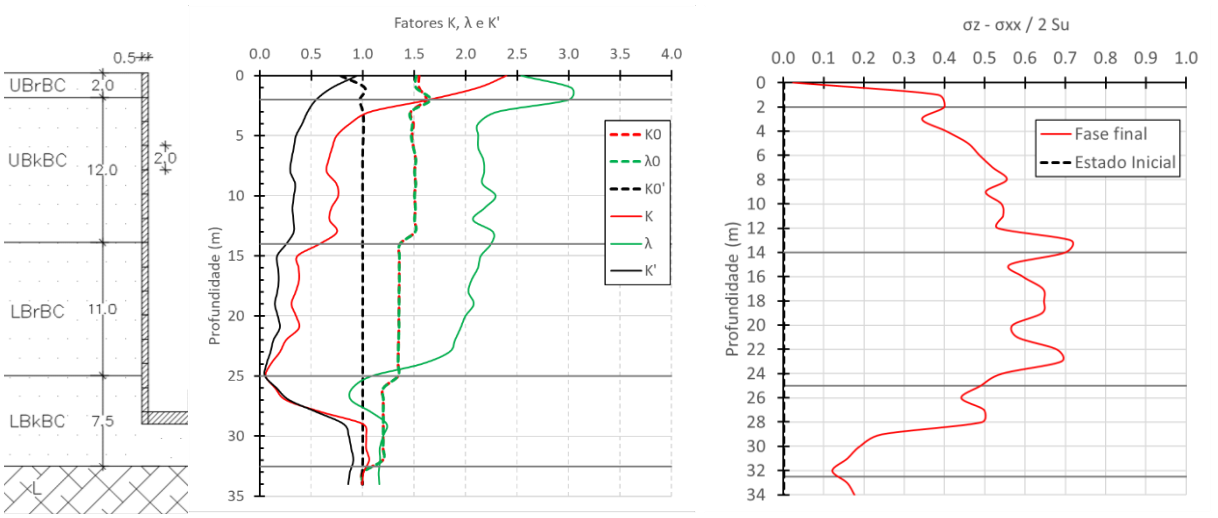


Figura 157 – Pressões de terras no suporte para várias fases de escavação

De forma semelhante ao apresentado no capítulo 5 para a solução com parede diafragma, a Figura 158 apresenta a evolução dos fatores K ($K=\sigma_{xx}/\sigma_{yy}$), λ ($\lambda=\sigma_z/\sigma_{yy}$) e K' ($K'=\sigma_{xx}/\sigma_z$) bem como o nível de plastificação no maciço. Os valores foram tomados para uma distância de 1 m da parede, considerando-se as respectivas tensões nas fases inicial e final (conforme apresentado na Figura 152a).



(a) Evolução do rácio de tensões K, λ e K' (b) Nível de plastificação no maciço

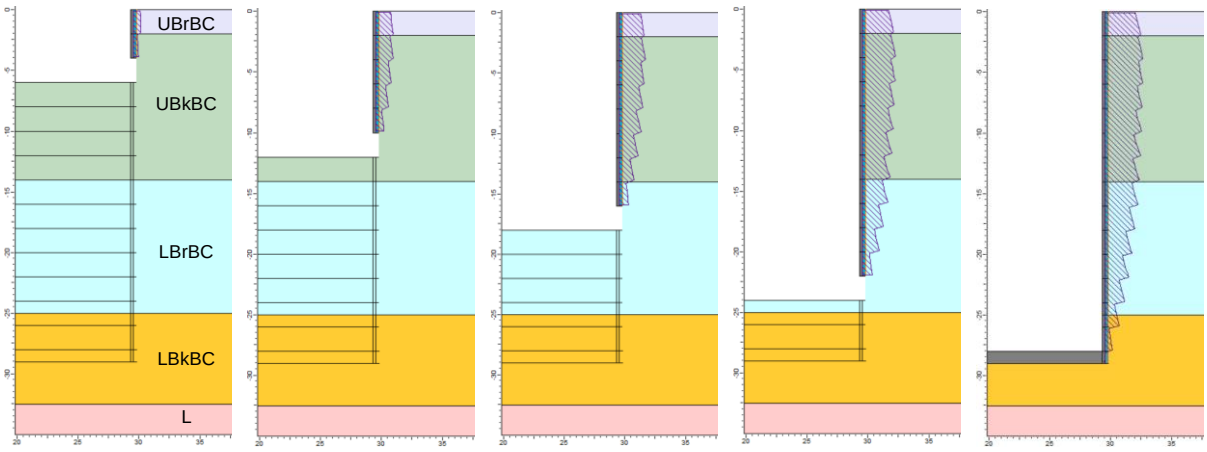
Figura 158 – Evolução do rácio de tensões K, λ e K'

Conforme discutido no capítulo 5, segundo Cheng et al. (2008), para a maioria dos casos, o fator K tende a decrescer com a deformação lateral do poço de K_0 até K_a durante a escavação. Contudo, em função do K_0 ser, neste caso, superior à unidade, as tendências verificadas por Cheng et al. (2008) não são diretamente comparáveis através do fator K, mas sim através do fator K'. Observa-se na Figura 158a que o fator K' diminui consideravelmente em relação ao estado inicial K_0', evidenciando a forte descompressão do maciço e estando de acordo com as tendências verificadas pelo referido autor. Apesar de também neste caso o maciço deformar-se pouco dada sua elevada capacidade resistente, o estado de tensão na fase final de escavação aproxima-se mais de um estado de equilíbrio limite ativo do que no caso da solução com parede diafragma, constituindo uma importante diferença entre estas soluções. A Figura 158b apresenta o nível de plastificação do maciço podendo observar-se que na fase final de escavação a curva está afastada do valor unitário, que por sua vez indicaria a plastificação do maciço. Apesar da plastificação que ocorre em profundidade numa zona imediatamente atrás do suporte aquando da passagem da frente de escavação e decorrente do mecanismo de transferência de carga apresentado anteriormente na Figura 153, as tensões na fase final são parcialmente recuperadas, conforme mostrou a Figura 154, conduzindo ao comportamento verificado na Figura 158b. Com relação ao fator λ, observa-se na Figura 158a uma tendência de aumento nas três primeiras camadas, não havendo variações importantes na última camada (LBkBC) por efeito do fundo da escavação. Este comportamento também está de acordo com o verificado por Cheng et al. (2008) e evidencia a ocorrência do efeito de arco circunferencial dada a variação das tensões circunferenciais σ_z entre a fase final e inicial, conforme apresentado na Figura 152. Este efeito só não é mais pronunciado devido ao raio do poço ser de grande magnitude (cerca de 30 m). Conforme verificado por Topa Gomes (2008) e Janeiro (2017), quanto maior o raio do poço, menor a capacidade de redistribuição de tensões por efeito de arco circunferencial. Segundo estes autores, para raios desta ordem de grandeza, o efeito de arco circunferencial já será consideravelmente reduzido.

6.5.8 Esforços no Suporte

6.5.8.1 Esforço de compressão circunferencial

A Figura 159 ilustra a evolução do esforço de compressão circunferencial ao longo do processo de escavação e a Figura 160 apresenta as respectivas curvas sobrepostas para todas as fases de escavação.



(a) Esc = 6 m (b) Esc = 12 m (c) Esc = 18m (d) Esc = 24 m (e) Esc = 29 m

Figura 159 - Evolução do esforço de compressão circunferencial ao longo do processo de escavação

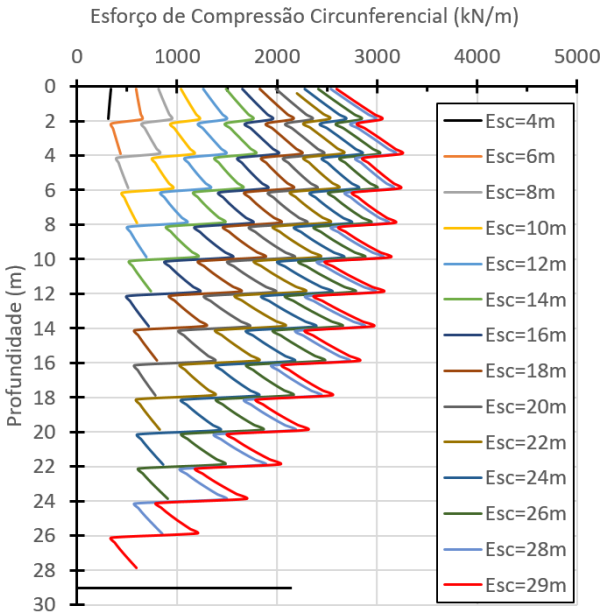


Figura 160 - Evolução do esforço de compressão circunferencial para todas as fases

Observa-se um comportamento coerente com o mecanismo de funcionamento do método sequencial na vertical descrito nos pontos anteriores. Os esforços de compressão máximos tendem a aumentar ao longo das várias fases, mas diminuem em profundidade, pois sempre que se escava um patamar correspondente à altura de um painel (a cada 2 m), o maciço compreendido entre esta altura, ao deformar-se, transfere carga para os painéis dos níveis superiores. Por este motivo os esforços nos

painéis à superfície tendem a ser maiores do que nos painéis próximos do fundo, pois foram instalados primeiro e acumulam mais carga ao longo do processo de escavação. O esforço de compressão circunferencial máximo ocorre na última fase de escavação, atingindo um valor de cerca de 3000 kN/m que ocorrem nos primeiros níveis de painéis (aos 4 m de profundidade).

Neste ponto, cabe ressaltar um aspecto curioso sobre a espessura da estrutura de suporte em betão projetado. Conforme discutido no capítulo 2, é habitual verificar nos casos reais de poços construidos pelo método de escavação sequencial na vertical um aumento da espessura do suporte primário em profundidade. Os resultados apresentados para a solução alternativa do Poço de Dublin mostram que as pressões de terras tendem a estabilizar em profundidade e que o esforço de compressão circunferencial no suporte tende inclusivamente a reduzir-se em profundidade. A partir destes resultados, é possível dizer que, a curto prazo, não seria necessário aumentar a espessura do suporte em profundidade. Embora que se tenha modelado uma situação a curto prazo, na prática, podem ocorrer zonas onde o rebaixamento do maciço seja deficiente, o que implicaria na ocorrência de impulsos de água sobre a estrutura de suporte primário. Os impulsos hidrostáticos, por sua vez, são crescentes em profundidade e, desta forma, a consideração do aumento da espessura do suporte em profundidade acaba por ser uma prática corrente, na medida em que confere segurança adicional às incertezas associadas aos diferentes cenários geotécnicos que possam vir a se verificar em obra mesmo a curto prazo.

A Figura 161 apresenta o contraste entre as tensões circunferenciais σ_z que ocorrem no maciço e no suporte, mostrando que são muito menores no maciço (valor máximo próximo de 1 MPa) do que no suporte (valor máximo de cerca de 7 MPa). Cabe ressaltar que, apesar de neste caso, o esforço de compressão máximo ser de 3000 kN/m, que compara com os 7500 kN/m na solução com parede diafragma, as tensões no betão para este caso (7 Mpa) são maiores do que na solução com parede diafragma (5.5 MPa), simplesmente porque a espessura da parede é muito menor (0.5 m face a 1.5 m).

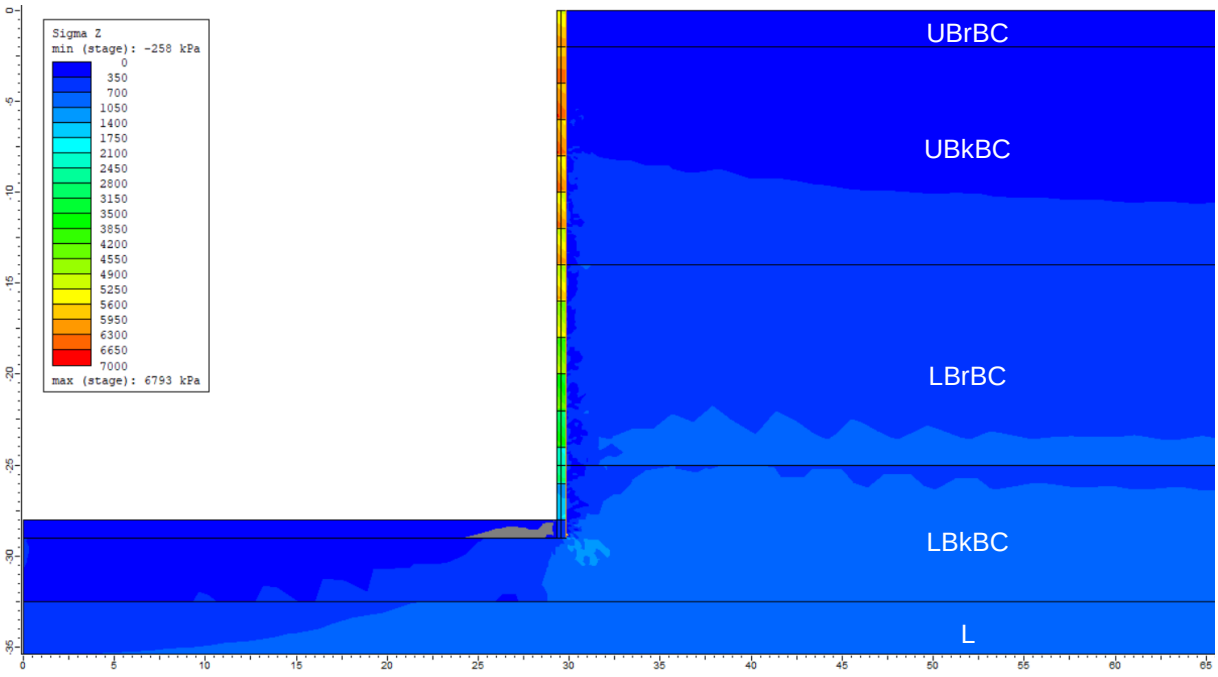
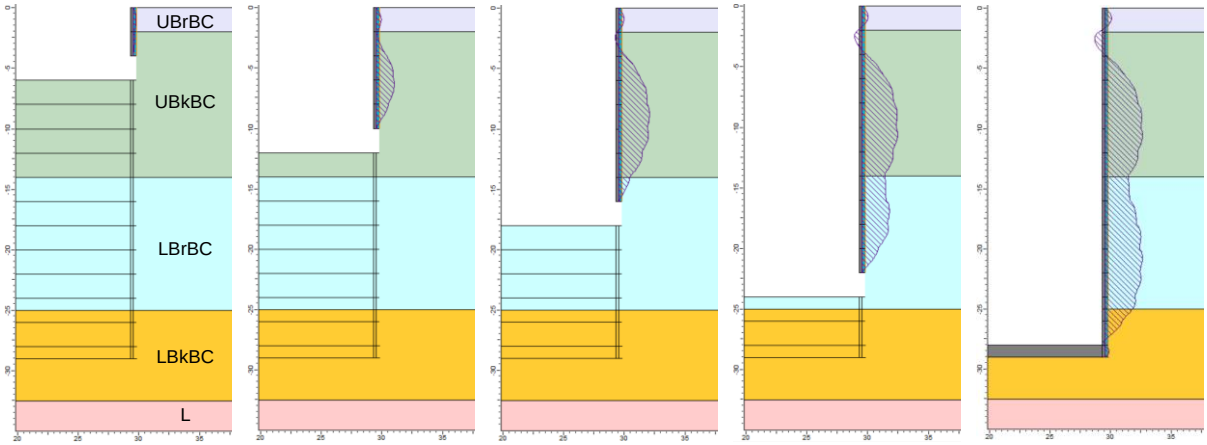


Figura 161 – Contraste entre as tensões circunferenciais (σ_z) no maciço e no suporte

6.5.8.2 MOMENTOS FLETORES

A Figura 162 ilustra a evolução dos momentos fletores ao longo do processo de escavação e a Figura 163 sobrepõe num mesmo gráfico as curvas e respectivos valores para todas as fases de escavação.



(a) Esc = 6 m (b) Esc = 12 m (c) Esc = 18m (d) Esc = 24 m (e) Esc = 29 m

Figura 162 - Evolução do momento fletor ao longo do processo de escavação

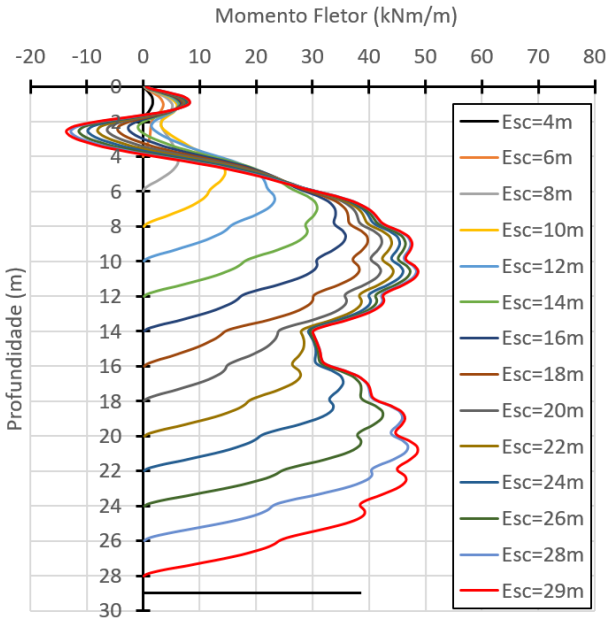


Figura 163 – Evolução dos momentos fletores para todas as fases

Analisando a Figura 163, observa-se um comportamento coerente com os restantes resultados, em que os momentos máximos tendem a aumentar ao longo das várias fases, sendo cerca de 50 kNm/m o maior valor atingido. Contudo, é interessante notar que este valor máximo ocorre em duas fases, primeiro aos 11 m de profundidade e depois aos 22 m, havendo uma quebra no crescimento dos momentos aos 14 m de profundidade, coincidindo com o topo da camada de LBrBC, a partir da qual a rigidez do maciço passa a ser significativamente maior. Por esse motivo, após a base da escavação

ultrapassar os 14 m, a transferência de carga começa a ser menor para os painéis instalados acima dela, pois o maciço passa a absorver mais carga relativamente as fases anteriores. Nota-se que após a fase de escavação atingir os 18 m, já praticamente não se verifica aumento nos momentos fletores dos painéis situados acima dos 14 m de profundidade, em virtude de já não existir a transmissão vertical de esforços.

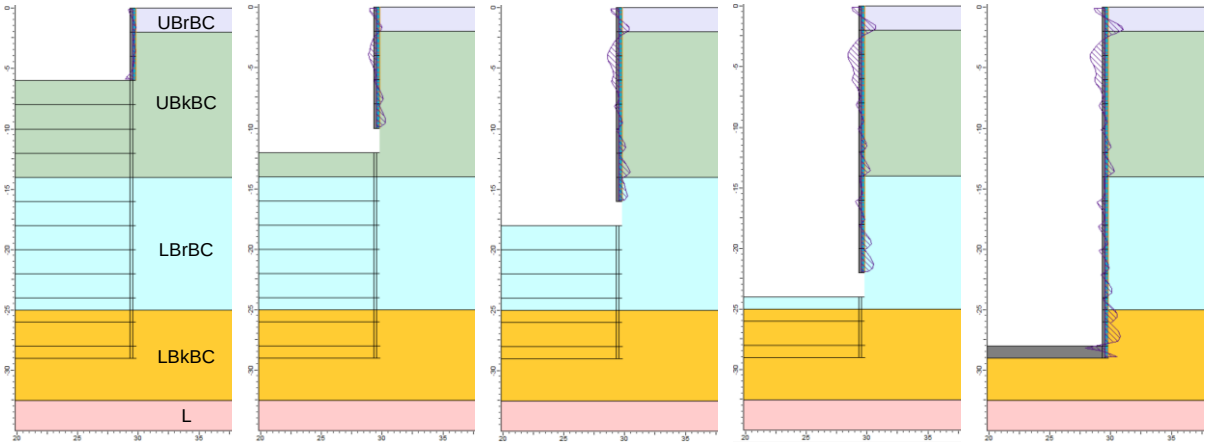
Verifica-se igualmente que os momentos máximos em todas as fases são positivos e ocorrem na face voltada ao maciço, implicando que esta face esteja submetida a tração. Este comportamento constitui uma diferença importante relativamente ao comportamento da solução com parede diafragma, pois naquele caso os momentos máximos eram negativos, ocorrendo na face voltada ao interior do poço. Relativamente a magnitude, obtiveram-se valores de 50 kNm/m que são cerca de 13 vezes menores do que os verificados na solução com pré-suporte.

Como o suporte é instalado painel a painel em profundidade, ocorrendo em cada fase de escavação uma significativa libertação de tensões, os momentos fletores atuantes acabam por ser bastante reduzidos, ao contrário do verificado na solução com parede diafragma onde o suporte era instalado de forma integral antes da escavação originando que a maior parte da carga fosse transferida diretamente para o suporte.

Ressalta-se que a ocorrência de momentos negativos junto aos primeiros painéis à superfície estará relacionada ao fato do primeiro nível de suporte se comportar de forma diferente dos restantes por não possuir apoio na parte superior. Ainda assim, trata-se de valores muito baixos.

6.5.8.3 ESFORÇO TRANSVERSO

A Figura 164 ilustra a evolução do esforço transverso ao longo do processo de escavação e a Figura 165 sobrepõe num mesmo gráfico as respectivas curvas para todas as fases de escavação.



(a) Esc = 6 m (b) Esc = 12 m (c) Esc = 18m (d) Esc = 24 m (e) Esc = 29 m

Figura 164 - Evolução do esforço transverso ao longo do processo de escavação

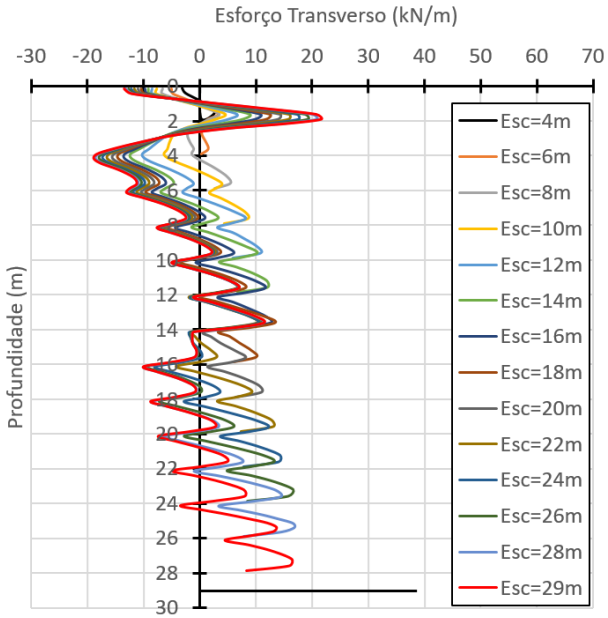
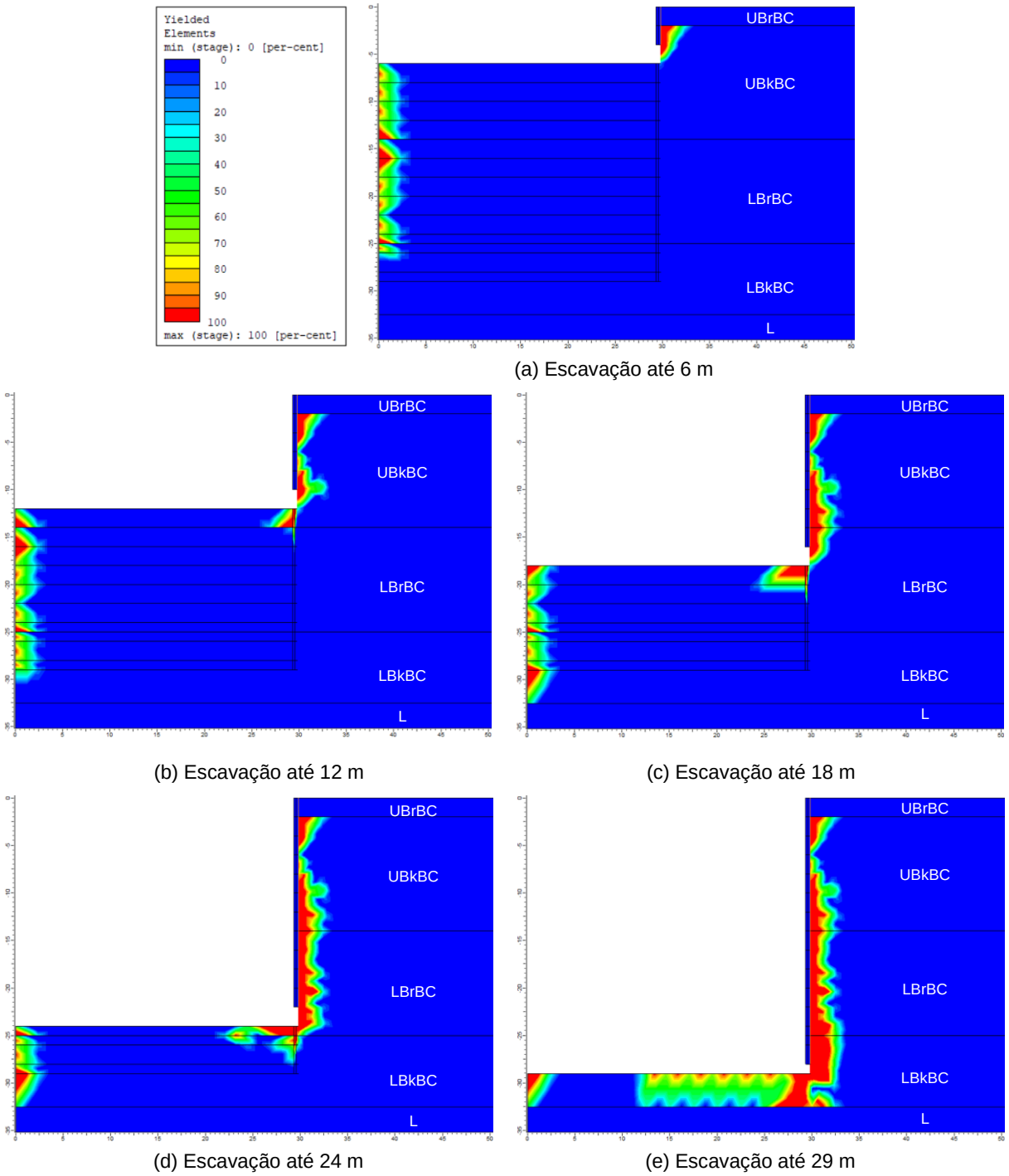


Figura 165 - Evolução do esforço transverso para todas as fases

De forma semelhante ao verificado para os momentos fletores a Figura 165 mostra a diferença de comportamento aos 14 m de profundidade devido à transição de rigidez do maciço nesta zona. Além disso, verifica-se que o valor máximo, em módulo, é de apenas 20 kN/m e ocorre na última fase de escavação, junto aos painéis superficiais, o que é coerente com o comportamento observado nos restantes resultados. Trata-se de valores significativamente baixos, o que permite concluir que estes esforços são, neste caso, pouco importantes, ressaltando-se que no caso da solução com parede diafragma este esforço chegou a apresentar um máximo de cerca de 350 kN/m (aproximadamente 17 vezes maior).

6.5.9 ESTABILIDADE E SEGURANÇA

Conforme discutido no capítulo 2, para o caso dos poços construídos pelo método de escavação sequencial na vertical, podem ocorrer do ponto de vista geotécnico três mecanismos principais de rotura: rotura local, rotura global e rotura de fundo. Uma das formas de avaliar esta questão passa por analisar a plastificação do maciço ao longo do processo de escavação, conforme apresenta a Figura 166.



(a) Escavação até 6 m

(b) Escavação até 12 m

(c) Escavação até 18 m

(d) Escavação até 24 m

(e) Escavação até 29 m

Figura 166 - Evolução da plastificação do maciço ao longo das sucessivas fases de escavação

Analisando a figura, não se identifica a tendência de formação de qualquer mecanismo de rotura, sendo a plastificação que ocorre no maciço junto à face da escavação resultante da libertação de tensões nas fases de escavação, conforme discutido anteriormente. Nestas fases, a tensão de corte máxima iguala momentaneamente a resistência não drenada S_u do maciço, implicando que se atinja a envolvente de resistência definida pelo critério de Tresca. A Figura 167 ilustra este comportamento através da evolução da tensão de corte ao longo do processo de escavação para um ponto "C" fixo no maciço localizado aos 20 m profundidade, imediatamente atrás do suporte (afastado cerca de 0.1 m). Este ponto coincide com a base do 10º painel. Analisando a figura, observa-se que a tensão de corte atinge o valor máximo de 375 kPa (valor da resistência não drenada S_u na camada de LBrBC) quando a frente de escavação se encontra à profundidade dos 20 m. Contudo, com o avanço da frente e instalação dos sucessíveis níveis de suporte, a diferença entre as tensões principais diminui bem como as tensões de corte, apresentando valores significativamente mais baixos na fase final de escavação.

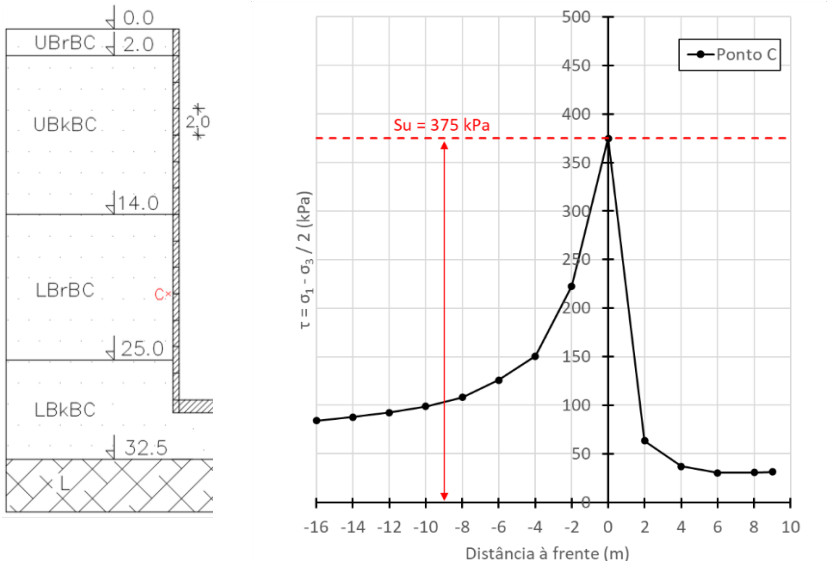
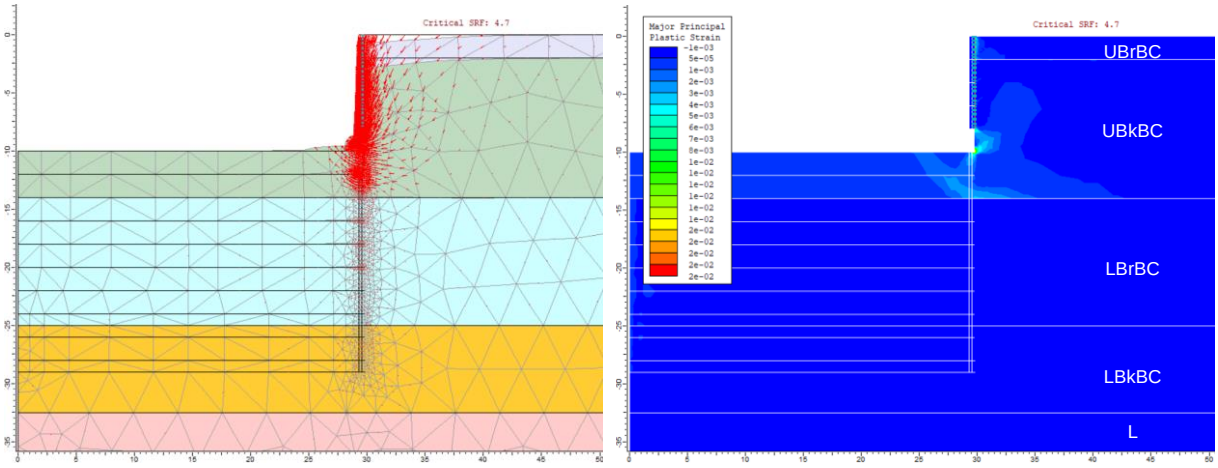


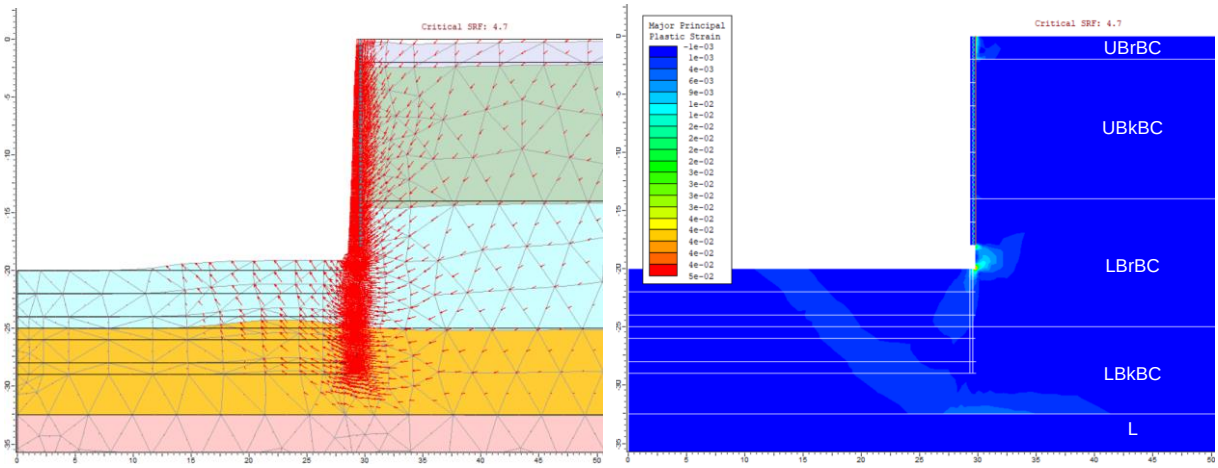
Figura 167 – Evolução da tensão de corte no ponto C ao longo do processo de escavação

Cabe ressaltar que para a metodologia de escavação sequencial na vertical, a fase crítica para a ocorrência de um mecanismo de rotura não é necessariamente a fase final de escavação, conforme seria de se esperar para o caso da solução com parede diafragma. Dessa forma, também é necessário verificar a segurança para fases intermédias do cálculo. A Figura 168, a Figura 169 e a Figura 170 apresentam os resultados do cálculo do fator de segurança crítico para as fases de escavação para as profundidades de 10 m, 20 m e 29 m (fase final de escavação), respectivamente. Analisando as figuras, observa-se que os resultados do cálculo conduzem a um fator de segurança praticamente igual nas três fases analisadas (FS = 4.7 para escavação até 10 m e 20 m e FS = 4.6 para escavação até 29 m). Analisando a deformada da malha e as deformações plásticas no maciço, observa-se para os dois primeiros casos deformações plásticas na zona do painel indicando que o cálculo se torna instável nesta zona. Isto explica os fatores de segurança serem da mesma ordem de grandeza. Verifica-se também para a fase final de escavação deformações plásticas da mesma ordem de grandeza. Contudo, neste caso, a concentração de tensões no fundo da escavação é algo maior justificando o ligeiro menor fator de segurança. Portanto, conclui-se que a escavação é estável e possui fator de segurança FS = 4.6 associado a uma rotura aparentemente local na zona do painel escavado.



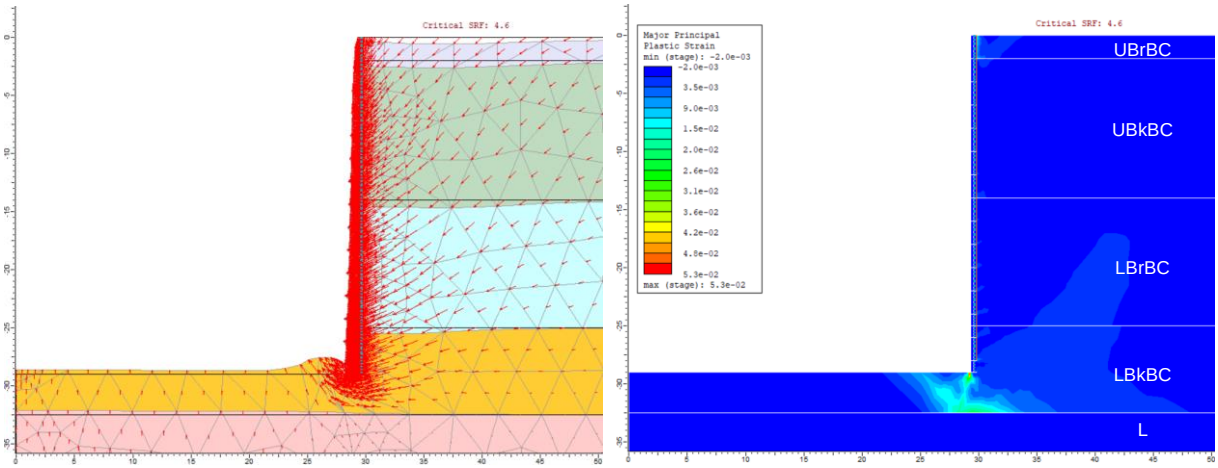
(a) Deformada da malha (b) Deformações plásticas ε_1^p

Figura 168 – Fatore de segurança para fase de escavação até 10 m (FS=4.7)



(a) Deformada da malha (b) Deformações plásticas ε_1^p

Figura 169 – Fatore de segurança para fase de escavação até 20 m (FS=4.7)



(a) Deformada da malha (b) Deformações plásticas ε_1^p

Figura 170 – Fatore de segurança para fase final de escavação (até 29 m) (FS=4.6)

6.6 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

6.6.1 INTRODUÇÃO

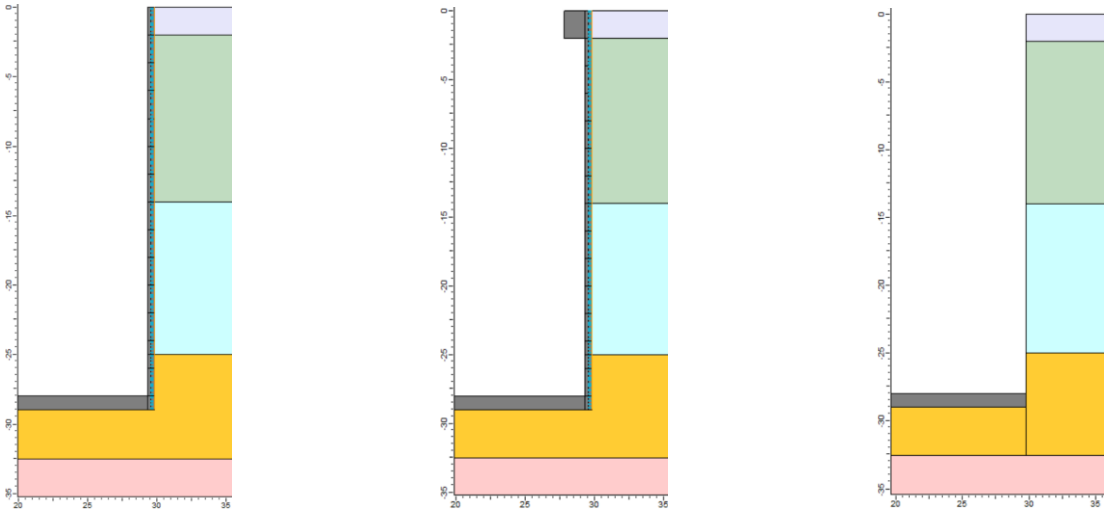
Este ponto analisa a influência de alguns fatores associados às características do suporte e às propriedades do maciço no comportamento do poço. De forma semelhante ao elaborado no capítulo 5, efetuam-se análises paramétricas e comparam-se os resultados obtidos com os determinados para a solução base em que se considerou o processo construtivo efetuado recorrendo ao método de escavação sequencial na vertical. Para os fatores associados ao suporte, analisa-se a influência de cada tipo de elemento de suporte individualmente bem como o efeito da variação da altura e da espessura dos painéis. Para os fatores associados ao maciço, avaliam-se os três parâmetros que se espera poderem vir a ter uma maior influência no comportamento do poço, nomeadamente a rigidez, a resistência e o coeficiente de impulso em repouso. A Tabela 19 sintetiza os casos estudados, ressalvando-se que o "cálculo 1" refere-se sempre ao cálculo numérico base da solução alternativa.

Tabela 19 - Casos de cálculo do estudo paramétrico da solução alternativa

Grupo de Fatores	Fator de Influência	Casos de Cálculo
Fatores do Suporte	1. Tipo de Suporte	Cálculo 1 - Somente Painéis
		Cálculo 2 - Painéis + Viga
		Cálculo 3 - Sem Suporte
	2. Altura do Painel (p)	Cálculo 1 - p = 2.0 m
		Cálculo 2 - p = 3.0 m
	3. Espessura do Painel (h)	Cálculo 1 - h = 0.5 m
		Cálculo 2 - h = 0.25 m
		Cálculo 3 - h = 0.75 m
		Cálculo 4 - h = 1.5 m
Fatores do Maciço	4. Rigidez (E_u)	Cálculo 1 - E_u 80%
		Cálculo 2 - E_u 70%
		Cálculo 3 - E_u 90%
	5. Resistência (S_u)	Cálculo 1 - S_u Base
		Cálculo 2 - S_u 70%
		Cálculo 3 - S_u 50%
	6. Coeficiente de Impulso em Repouso (K_0)	Cálculo 1 - K_0 Variável
		Cálculo 2 - K_0 = 1.5
		Cálculo 3 - K_0 = 1.0

6.6.2 INFLUÊNCIA DO TIPO DE SUPORTE

Este ponto propõe avaliar a influência do suporte nos resultados da modelação numérica considerando três cálculos distintos. O cálculo 1 refere-se ao cálculo numérico da solução alternativa base, cuja estrutura de suporte é composta somente por painéis em betão projetado que possuem 0.5 m de espessura e 2.0 m de altura. O cálculo 2 considera adicionalmente uma viga circunferencial à superfície instalada previamente ao início da escavação (seção transversal 2.0 x 2.0 m²) enquanto que o cálculo 3 considera que a escavação decorre sem suporte. A Figura 171 apresenta a configuração geométrica de cada um dos cálculos e a Figura 172 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais no maciço para a fase final de escavação.



a) Cálculo 1 – Somente Painéis b) Cálculo 2 – Painéis + Viga c) Cálculo 3 – Sem suporte

Figura 171 - Configurações geométricas para avaliar a influência do tipo de suporte

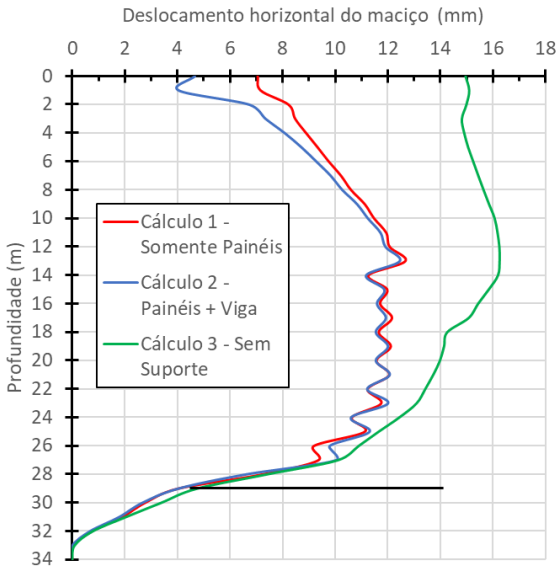


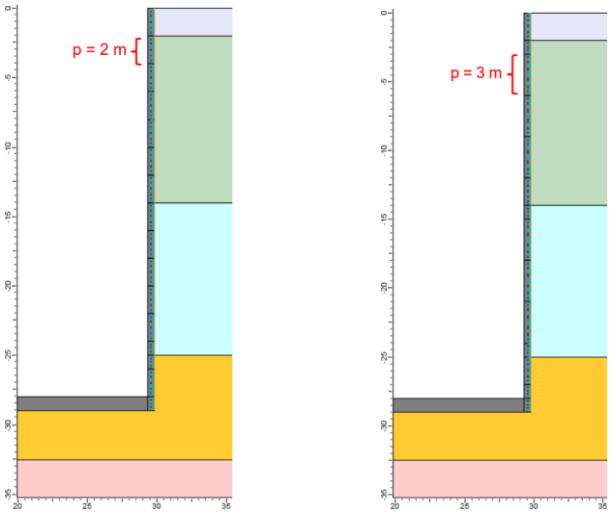
Figura 172 – Resultados da influência do tipo de suporte

Analisando a Figura 172, observa-se que os deslocamentos horizontais do maciço para o cálculo 2 são muito próximos aos verificados para o cálculo 1. Nota-se que a influência da viga na redução dos deslocamentos induzidos pela escavação apenas se faz sentir com alguma importância nas primeiras fases de escavação até uma profundidade de cerca de 6 m. Conforme discutido no capítulo 2, uma viga superficial em toda a periferia da escavação costuma estar presente nestes tipos de soluções pelo método sequencial na vertical, pois este elemento também contribui para a redução de deslocamentos induzidos por outros fatores (como a movimentação de equipamentos e materiais nas proximidades do poço durante todo o processo de construção), que por sua vez podem induzir deslocamentos até maiores do que os provocados pela escavação.

Relativamente ao cálculo 3, observa-se que o deslocamento máximo na situação sem suporte aumenta para 16 mm face aos 12 mm do cálculo 1 com suporte (representando um aumento de cerca de 35%). Igualmente relevante são as diferenças que se observam junto à superfície, em que no cálculo 3 os deslocamentos são de cerca de 15 mm face aos 7 mm verificados para o cálculo 1, o que representa um aumento superior ao dobro. Comparando a curva do cálculo 1 com a curva do cálculo 3, verifica-se que o afastamento entre elas é maior à superfície e reduz-se gradualmente em profundidade, sendo praticamente coincidentes aos 25 m de profundidade. Este comportamento permite verificar que a influência do suporte no controle dos deslocamentos é maior à superfície do que em profundidade.

6.6.3 Influência da Altura do Painel

Este ponto avalia a influência da variação da altura do painel nos resultados da modelação numérica, considerando um cálculo adicional onde a altura dos paineis foi aumentada para 3 m, face a altura de 2 m definida para o cálculo da solução alternativa base. No caso do cálculo 1, a estrutura de suporte é composta por 14 painéis com 2 m de altura cada, sendo o último painel de apenas 1 m, totalizando 15 fases combinadas de escavação e suporte para perfazer os 29 m de profundidade. Já para o caso do cálculo 2, a estrutura de suporte é composta por 9 painéis com 3 m de altura, tendo o último painel de apenas 2 m, totalizando 10 fases. A Figura 173 apresenta a configuração geométrica de cada um dos cálculos e a Figura 174 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais no maciço para a fase final de escavação.



a) Cálculo 1 – p = 2 m b) Cálculo 2 – p = 3 m

Figura 173 - Configurações geométricas para avaliar a influência da altura do painel

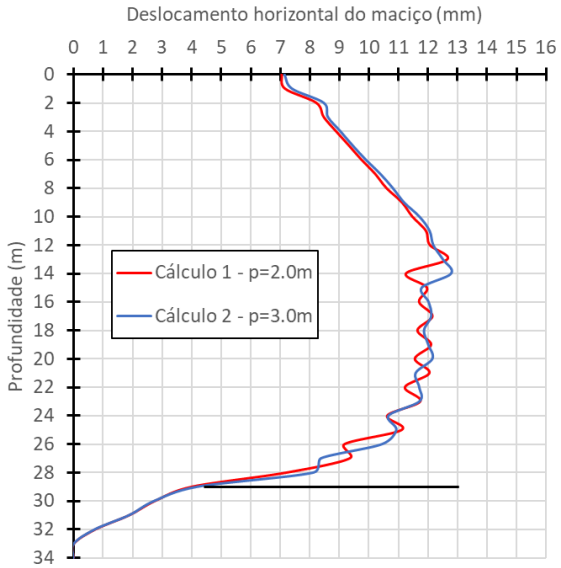
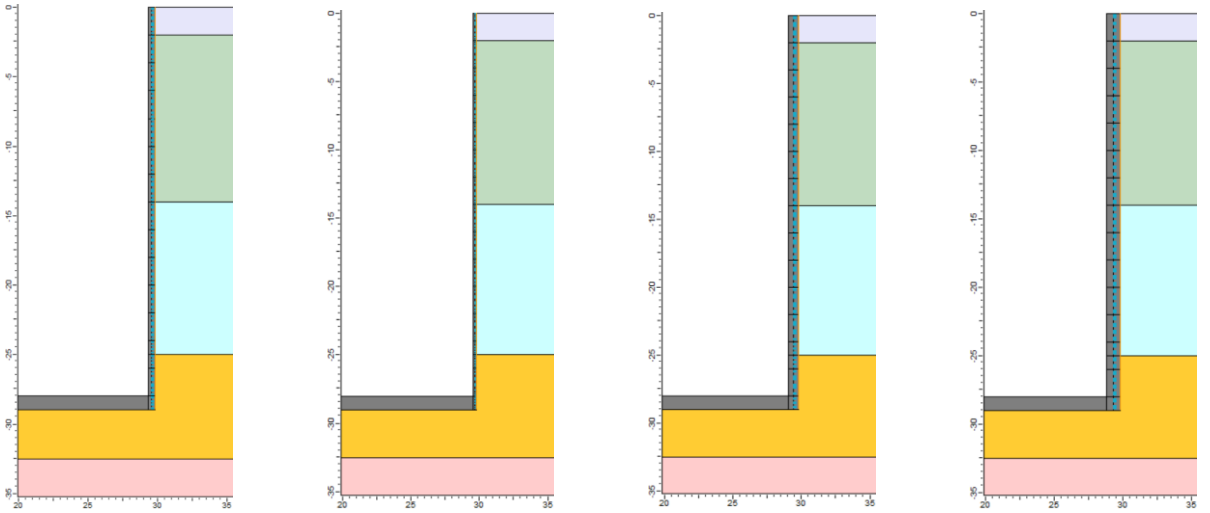


Figura 174 – Resultados da influência da altura do painel

Analisando a Figura 174, observa-se que os deslocamentos horizontais do maciço são praticamente idênticos em ambos os casos. Este comportamento permite concluir que aumentar a altura do painel de 2 m para 3 m poderia reduziria o número de fases combinadas de escavação e suporte de 15 para 10, sem que isso implicasse em maiores deslocamentos horizontais do maciço. Contudo, é necessário ter em conta que quanto maior for a altura de um painel, maior será a área da face exposta imediatamente após a escavação de um nível, pelo que maior tende a ser o risco da formação de algum mecanismo de rotura. Acresce, segundo Topa Gomes (2008), que um dos principais motivos para limitar a altura dos painéis a 2 m está associado a aspectos práticos de obra, uma vez que com esta altura se evitaria a necessidade de recorrer a plataformas elevatórias durante o processo de lançamento do betão projetado e instalação das armaduras de cada painel, o que poderia refletir em maiores custos e menor produtividade. Alturas menores do que 2 m implicariam em mais fases de escavação, o que tornaria a construção do poço por este método muito lento e, portanto, pouco competitiva. Pelo exposto, conclui-se que o aumento da altura do painel, neste caso, não implicaria um acréscimo relevante dos deslocamentos horizontais do maciço. Contudo, sob o ponto de vista econômico, seria necessário estudar qual combinação seria a mais eficiente, pois se 3 m de altura implicam em menos fases construtivas, mas também acarretam maiores custos e eventuais riscos, é necessário avaliar caso a caso.

6.6.4 Influência da Espessura do Painel

Este ponto analisa a influência da espessura do painel no comportamento do poço considerando para este efeito três cálculos adicionais. O cálculo 1 apresenta a solução base, cuja espessura do suporte é de 0.5 m. O cálculo 2 considera uma espessura 50% menor (h = 0.25 m) e o cálculo 3 considera uma espessura 50% maior (h = 0.75 m), sendo estes valores habitualmente encontrados nos casos reais. O cálculo 4 considera uma espessura de 1.5 m e deve ser analisado como um caso teórico, a fim de comparar com a solução construída com parede diafragma. A Figura 175 apresenta a configuração geométrica de cada um dos cálculos e a Figura 176 apresenta os resultados dos respectivos deslocamentos horizontais no maciço e esforços na estrutura de suporte para a fase final de escavação.



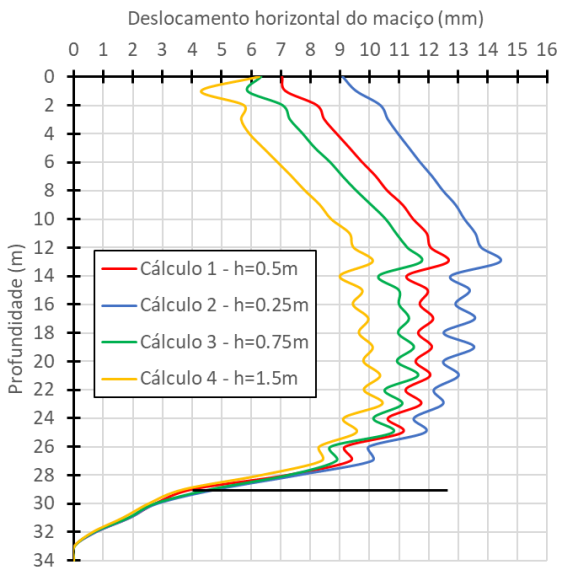
a) Cálculo 1 – h = 0.5 m b) Cálculo 2 – h = 0.25m c) Cálculo 3 – h = 0.75 m d) Cálculo 4 – h = 1.5 m

Figura 175 - Configurações geométricas para avaliar a espessura do suporte

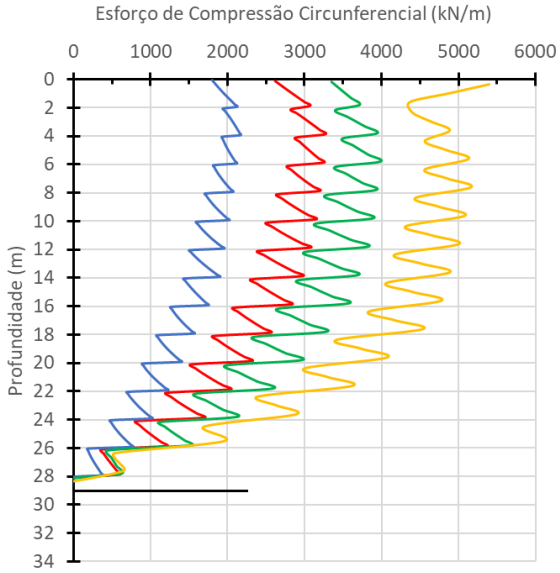
Analisando a Figura 176a, observa-se que os deslocamentos horizontais no maciço variam em função da espessura da estrutura de suporte. No entanto, esta variação é proporcionalmente baixa quando comparada com os resultados do cálculo base. Assim, para o cálculo 2 observa-se um deslocamento máximo de 14 mm face aos 12 mm do cálculo 1, o que representa um aumento de apenas 15%. Já para o caso do cálculo 3, que considera uma espessura 50% maior (h = 0.75 m) que o base, observa-se um delocamento máximo de cerca de 11 mm, o que representa uma redução de apenas 1 mm face ao cálculo 1 (redução equivalente a 10%). O cálculo 4, que por sua vez considera uma espessura extrema (aumento de 300% em relação ao cálculo 1), conduz a deslocamentos de 10 mm o que representa uma redução inferior a 30%. Este resultado evidencia que mesmo com um aumento brutal da espessura do suporte, refletindo-se em um significativo aumento da rigidez do suporte, não é possível reduzir os deslocamentos induzidos na mesma proporção, como seria de se esperar para o caso da solução com parede diafragma. A redução destes deslocamentos é conseguida às custas de maiores esforços na estrutura de suporte, principalmente dos esforços de compressão circunferencial (Figura 176b) e dos momentos fletores (Figura 176c). Assim, embora os deslocamentos horizontais se reduzam com o aumento da espessura, sob o ponto de vista econômico, não compensaria aumentar a espessura do suporte somente para este objetivo.

Relativamente aos esforços e tomando como referência o cálculo 2, observa-se que o esforço mais sensível a variação da espessura do painel é o momento fletor, como seria de esperar, ainda que as magnitudes sejam relativamente baixas face aos valores verificados para a solução com parede

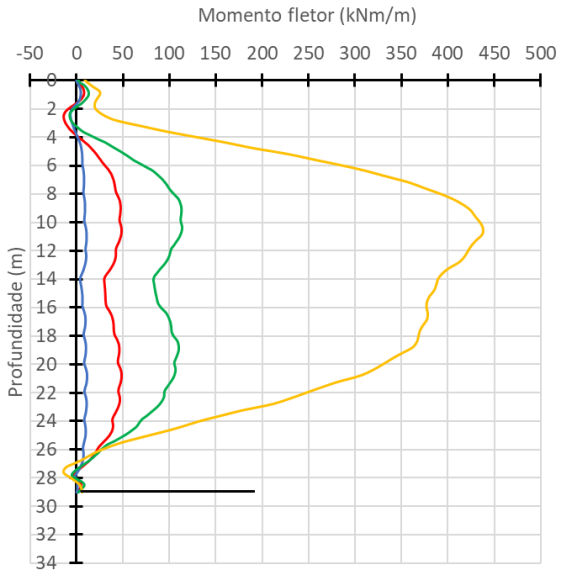
diafragma. O esforço de compressão circunferencial máximo no cálculo 2 é de cerca de 3600 kN/m, o que representa um aumento de apenas 20% face aos 3000 kN/m verificados no cálculo 1. No entando, o momento fletor máximo do cálculo 2 é de cerca de 120 kNm/m, o que representa um aumento 240% face aos 50 kNm/m do cálculo 1. Quer isto dizer que apesar do esforço circunferencial não aumentar significativamente com a redução da espessura do painel, os esforços de flexão são muito sensíveis a este parâmetro. O esforço transverso, por sua vez, aumenta de 20 kN/m no cálculo 1 para 30 kN/m no cálculo 2 (aumento de 50%). Apesar deste aumento, a magnitude de valores é muito baixa, sendo, portanto um esforço pouco relevante. Quando comparado o esforço de compressão circunferencial máximo do cálculo 4 (h = 1.5 m) de 5000 kN/m no método sequencial na vertical, face aos 7500 kN/m obtidos na solução com parede diafragma (h = 1.5 m), observa-se a influência do método construtivo no comportamento. Face ao faseamento distinto e à execução prévia do suporte no segundo caso, ainda que a espessura do suporte seja a mesma, os esforços verificados são completamente distintos.



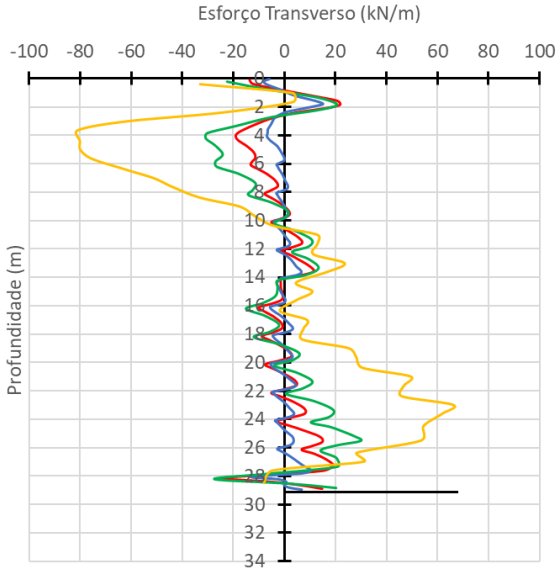
a) Deslocamento horizontal do maciço



b) Esforço de compressão circunferencial



c) Momento fletor



d) Esforço transverso

Figura 176 – Resultados da influência da espessura do suporte

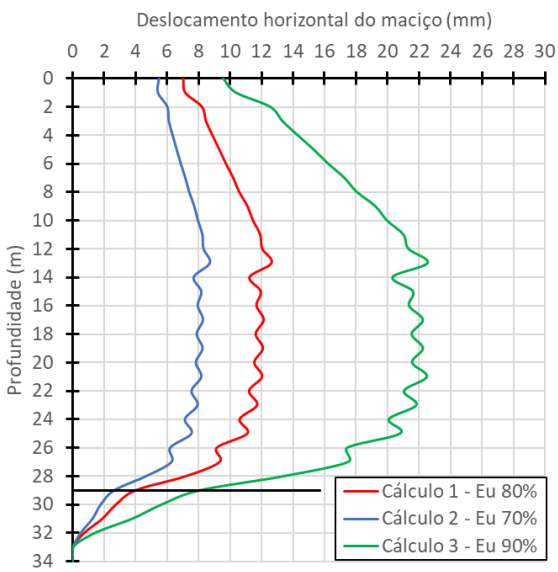
6.6.5 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO MACIÇO

Conforme discutido no capítulo 5, a calibração do cálculo base para o caso da solução com paredes diafragma conduziu a módulos de deformabilidade não drenado E_u da DBC degradados em 80% relativamente aos valores máximos obtidos em ensaios dinâmicos. Ainda que na prática a degradação do módulo seja altamente variável no interior do maciço e se dê em função dos níveis de deformação atingidos, de forma semelhante ao realizado no capítulo 5, este ponto procura avaliar o efeito da variação do módulo E_u, considerando uma situação hipotética onde se admite uma degradação constante, mas diferente do valor considerado no processo de calibração. Para este efeito, consideraram-se degradações de 70% e 90% em relação ao valor médio obtidos nos ensaios (vide Figura 16 do capítulo 4). A Tabela 20 apresenta os valores de E_u das camadas de DBC considerados em cada um dos cálculos e a Figura 177 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais do maciço e os esforços na estrutura de suporte para a fase final de escavação.

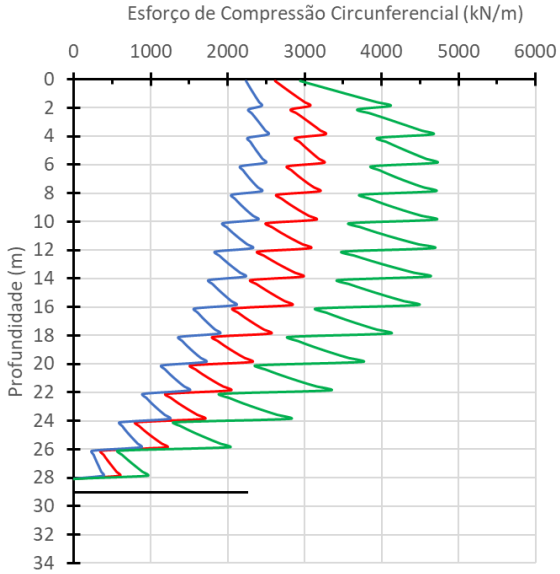
Tabela 20 – Valores do E_u em cada caso para avaliar a influência da rigidez do maciço

Camadas	Cálculo 1 - E_u 80% (MPa)	Cálculo 2 - E_u 70% (MPa)	Cálculo 3 - E_u 90% (MPa)
UBrBC	60	90	30
UBkBC	450	675	225
LBrBC	750	1125	375
LBkBC	750	1125	375

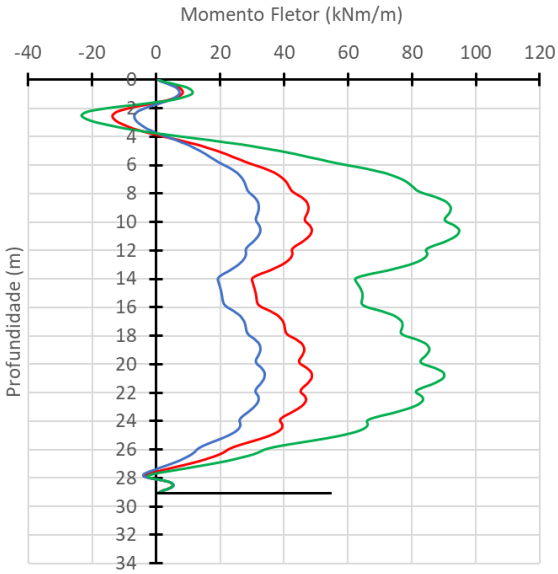
Analisando a Figura 177a, observa-se que para uma degradação 10% menor (E_u 70%), os deslocamentos horizontais no maciço reduzem-se para 8 mm face aos 12 mm do cálculo base (E_u 80%), o que representa uma diminuição de cerca de 30%. Já para uma degradação 10% maior (E_u 90%), os deslocamentos aumentam para 22 mm, o que representa um aumento de cerca de 85%. Trata-se de um aumento significativo que se reflete também numa maior solicitação da estrutura de suporte. Assim, comparando este caso (E_u 90%), verifica-se que o esforço de compressão circunferencial máximo aumenta de 3000 kN/m para 4500 kN/m (aumento de 50%), o momento fletor máximo de 50 kNm/m para 90 kNm/m (aumento de 80%) e o esforço transverso máximo de 20 kN/m para 36 kN/m (aumento de 80%), o que permite verificar uma alteração igualmente importante em ambos os esforços. O comportamento observado demonstra a sensibilidade dos resultados numéricos face a este parâmetro, ressaltando a relevância de uma boa caracterização do mesmo. Comportamento semelhante foi verificado para o caso da solução com paredes diafragma, embora neste caso, o impacto seja significativamente maior, uma vez que a maior parcela de deslocamentos ocorre nas fases de escavação que são controladas essencialmente pelas propriedades do maciço.



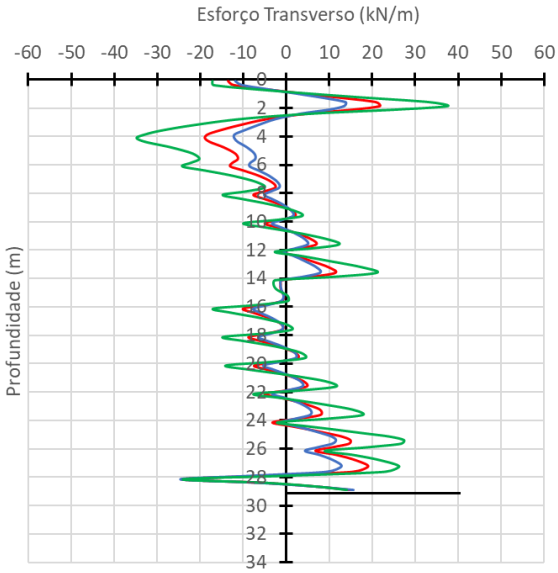
a) Deslocamentos horizontais do maciço



b) Esforço de compressão circunferencial



c) Momento fletor



d) Esforço transverso

Figura 177 - Resultados da influência da rigidez do maciço

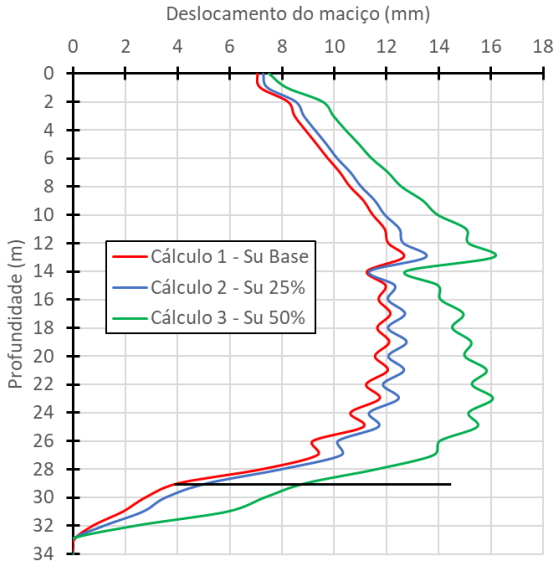
6.6.6 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO MACIÇO

Conforme discutido no capítulo 5, durante a calibração do cálculo base da solução com paredes diafragma, a resistência não drenada S_u da DBC foi considerada de forma a manter uma relação coerente com o respectivo módulo de deformabilidade E_u através do rácio E_u/S_u e tendo em conta os ensaios realizados. No entanto, foi possível perceber que, para aquele caso, a variação deste parâmetro parecia ter pouca influência nos resultados numéricos. Este ponto analisa a influência deste parâmetro para o caso da solução pelo método sequencial. Assim como nos pontos anteriores, o cálculo 1 refere-se aos parâmetros calibrados para o modelo base, referindo-se à resistência não drenada como "S_u Base". O cálculo 2 considerou uma diminuição do S_u de 25% face aos valores do cálculo base e o cálculo 3 considerou uma redução ainda maior, de sensivelmente 50%. A Tabela 21 apresenta os valores do S_u considerados para cada caso e a Figura 178 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais no maciço e os esforços na estrutura de suporte para a fase final de escavação.

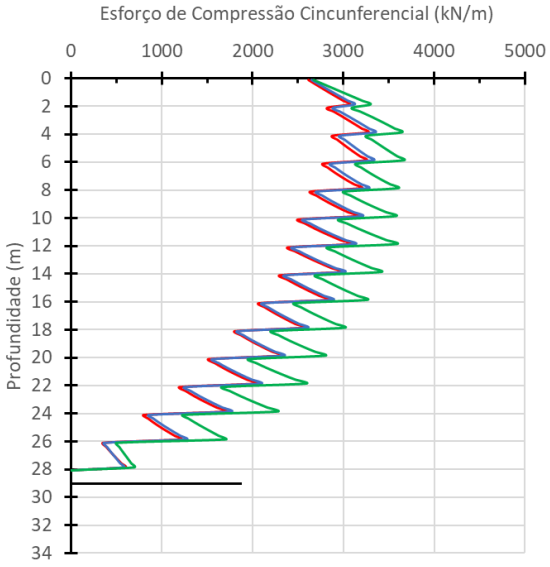
Tabela 21 – Valores do S_u em cada caso para avaliar a influência da resistência do maciço

Camadas	Cálculo 1 - S_u Base (kPa)	Cálculo 2 - S_u 25% (kPa)	Cálculo 3 - S_u 50% (kPa)
UBrBC	60	45	30
UBkBC	225	169	113
LBrBC	375	281	188
LBkBC	375	281	188

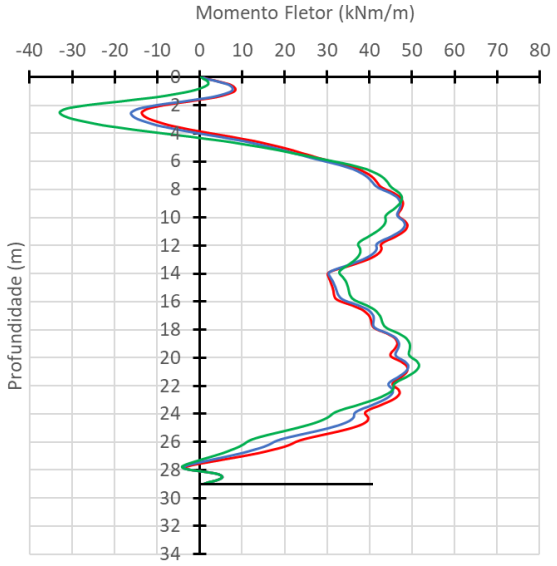
Analisando a Figura 178a, observa-se que somente para o caso em que há uma elevada redução da resistência (S_u 50%) se nota uma variação relevante nos deslocamentos horizontais do maciço, com aumento do valor máximo de 12 mm para 16 mm (aumento de 35%). Este comportamento estará relacionado a ocorrência de maiores zonas plastificadas, conforme ilustra a Figura 179 que apresenta as deformações plásticas para o cálculo 3 e compara com os resultados do cálculo 1. É importante ressaltar que, no método sequencial, a capacidade resistente do maciço tem uma maior relevância na estabilidade do poço e por este motivo a variação do S_u se faz sentir com maior impacto neste caso do que na solução com parede diafragma. Relativamente aos esforços, nota-se apenas uma variação para o esforço de compressão circunferencial (Figura 178b) que aumenta de 3000 kN/m para 3500 kN/m (aumento de 15%).



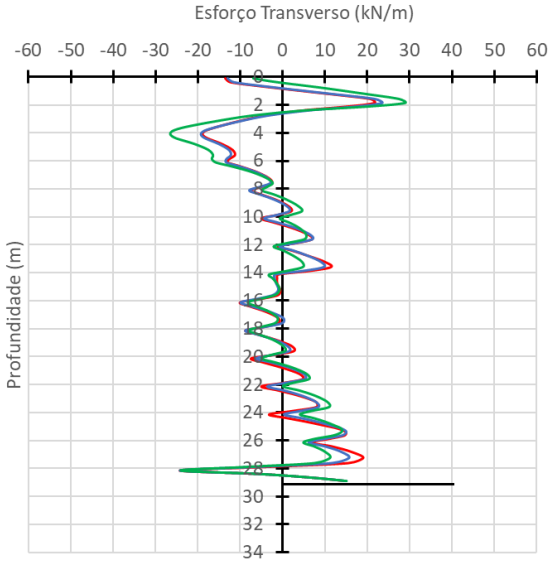
a) Deslocamentos horizontais do maciço



b) Esforço de compressão circunferencial

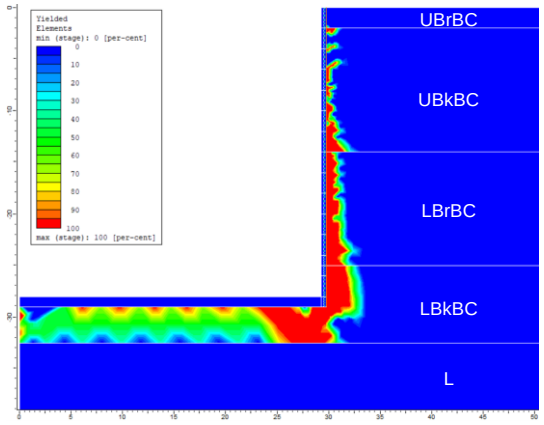


c) Momento fletor

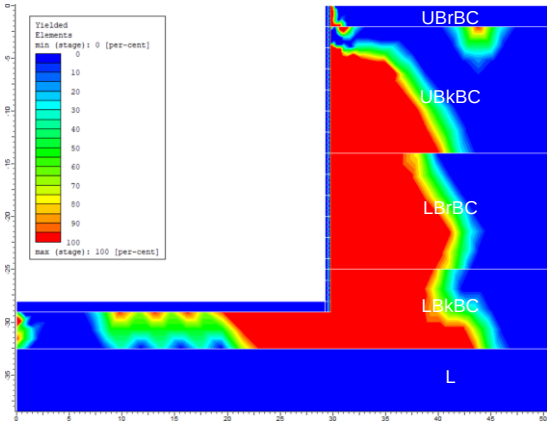


d) Esforço transverso

Figura 178 - Resultados da influência da resistência do maciço



a) Cálculo 1 (S_u base)



b) Cálculo 3 (S_u 50%)

Figura 179 - Deformações plásticas para avaliar a influência da resistência do maciço

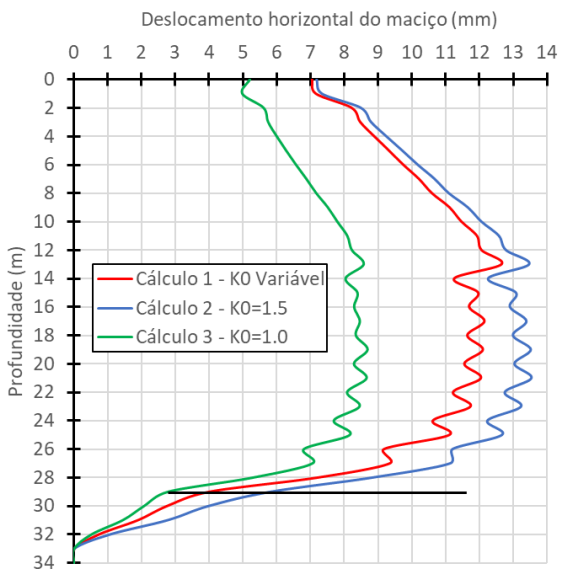
6.6.7 INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO

Conforme discutido no capítulo 5, os valores do coeficiente de impulso em repouso (K_0) da DBC assumidos no cálculo base da solução com parede diafragma foram definidos com base nos valores propostos por Cabarkapa et al. (2003). Tal como no estudo da solução com parede diafragma, procedeu-se a dois cálculos adicionais para avaliar a influência deste parâmetro no comportamento do poço. O cálculo 1 apresenta os valores de K_0 definidos para o cálculo base da solução alternativa. Por sua vez o cálculo 2 considerou o limite inferior do intervalo proposto por Long and Menkiti (2007) (K_0 = 1.0 para todas as camadas de DBC) e, por outro lado, o cálculo 3 considerou o limite superior (K_0 = 1.5). A Tabela 22 apresenta os valores de K_0 adotados para cada caso e a Figura 180 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais do maciço e os esforços na estrutura de suporte para a fase final de escavação nos vários casos.

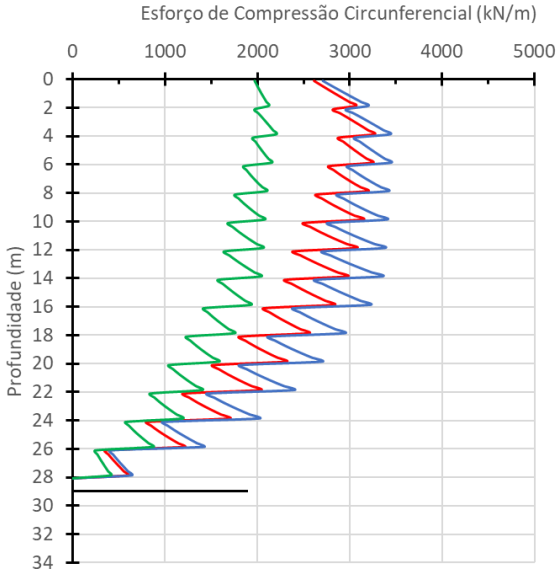
Tabela 22 - Valores do K_0 em cada caso para avaliar a influência do coeficiente de impulso em repouso

Camadas	Cálculo 1 - K_0 var.	Cálculo 2 - K_0=1.0	Cálculo 3 - K_0=1.5
UBrBC	1.5	1.0	1.5
UBkBC	1.5	1.0	1.5
LBrBC	1.35	1.0	1.5
LBkBC	1.2	1.0	1.5

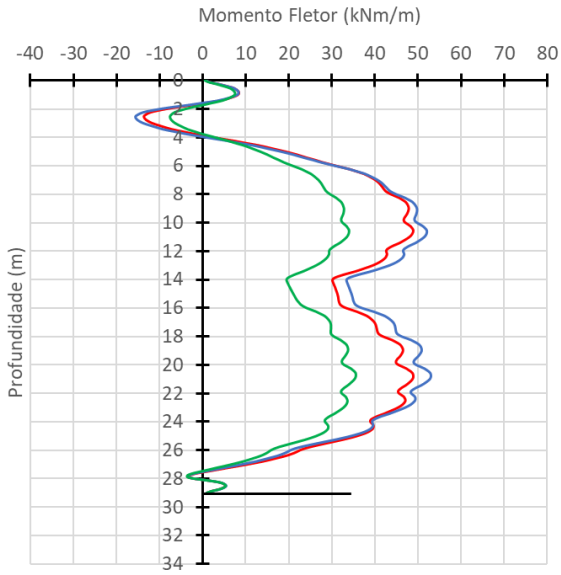
Analisando a Figura 180a, observa-se que a variação do K_0 influencia o comportamento do poço, tendo inclusivamente mais impacto do que no caso da solução com parede diafragma. Conforme seria de se esperar, quanto maior for o K_0 maiores serão os deslocamentos horizontais do maciço, uma vez que serão maiores as tensões radiais libertadas em cada fase de escavação. Exemplificando para o caso do cálculo 3, observa-se que a redução do K_0 para valores unitários implica em uma redução do deslocamento horizontal máximo de 12 mm para aproximadamente 8.5 mm (redução de 30%). De forma semelhante ao verificado na maioria das análises paramétricas da solução alternativa, o esforço de compressão circunferencial é o que sofre maior influência sempre que se verificam variações nos deslocamentos horizontais do maciço. Neste caso, o valor máximo reduz-se de 3000 kN/m para 2000 kN/m (redução de 35%). O momento fletor reduz-se na mesma proporção, passando de 50 kNm/m para 35 kNm/m. O esforço transverso praticamente não varia.



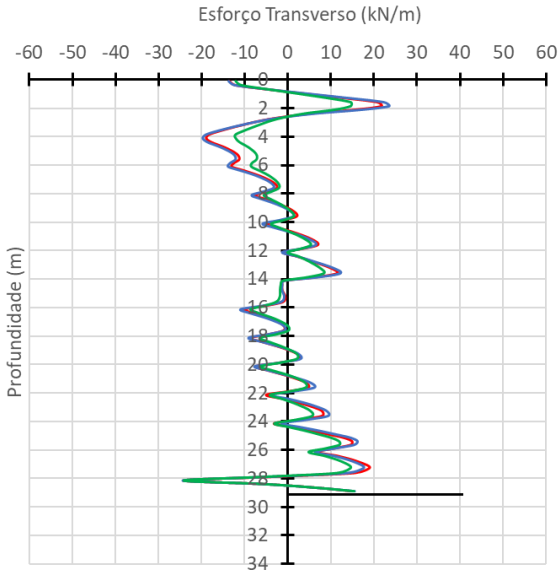
a) Deslocamentos horizontais do maciço



b) Esforço de compressão circunferencial



c) Momento fletor



d) Esforço transverso

Figura 180 - Resultados da influência da coeficiente de impulso em repouso do maciço

7

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

7.1 RESUMO DO TRABALHO

O uso do espaço subterrâneo tem aumentado enormemente nas últimas décadas decorrente do processo de globalização e densificação dos centros urbanos. Dada a complexidade da rede, a necessidade de desviar de outras infraestruturas enterradas e a redução dos transtornos criados pelos canteiros a superfície, tem-se recorrido ao uso de túneis a maior profundidade e construção totalmente em subterrâneo. Neste contexto, os poços surgem como uma das principais estruturas por serem capazes desde dar acesso aos túneis (abertura de frentes de escavação, ventilação etc.) e têm sido igualmente construídos com grandes diâmetros para abrigar estações de metropolitano e reservatórios. Existem poucos casos bem documentados na bibliografia internacional que discutam o impacto do método construtivo no comportamento de poços. Neste sentido, este trabalho analisou o comportamento de um poço recorrendo à modelação numérica para comparar duas metodologias distintas de construção. A estratégia consistiu em realizar uma revisão bibliográfica sobre os principais aspectos relacionados a forma circular, bem como os principais métodos construtivos e de dimensionamento, seguindo a estudos de caso e apoiando-se mais especificamente em um deles para realizar as análises pretendidas.

A bibliografia aponta para uma maior eficiência da forma circular em planta relativamente à forma retangular, pois a primeira permite um melhor controle dos deslocamentos induzidos pela escavação associado a menores custos construtivos. Esta forma permite igualmente equilibrar as pressões do maciço maioritariamente através de esforços de compressão, tirando também partido da capacidade resistente do maciço através da mobilização do efeito de arco circunferencial. Decorrente disto, os esforços máximos tendem a ser menores, conduzindo naturalmente a uma estrutura de suporte de menores dimensões. A forma circular não depende de escoramento interno para manter-se estável e apresenta uma tendência natural de fechamento das juntas dos painéis ao deformar-se. Quando combinadas diferentes formas circulares podem permitir um melhor aproveitamento do espaço sobreescavado.

Relativamente aos métodos construtivos, destacam-se basicamente duas metodologias: a escavação suportada e a escavação sequencial, sendo que a principal distinção entre elas é a forma como é instalado o suporte. No caso da escavação suportada, o suporte é instalado integralmente antes da escavação, enquanto no caso da escavação sequencial, ele é instalado progressivamente com o avanço da frente da escavação. A escavação suportada com recurso a paredes diafragma tende a ser mais utilizada em função de sua maior versatilidade de aplicação. Por outro lado, a escavação sequencial na vertical, apesar de ter aplicações mais restritas, tende a ser menos onerosa e é igualmente eficiente na maioria dos casos.

O dimensionamento do poço deve ter em conta a garantia da estabilidade e a boa estimativa dos deslocamentos induzidos pela construção, podendo-se recorrer a métodos analíticos ou numéricos para avaliá-los. Os métodos numéricos são atualmente os mais utilizados por apresentarem claras vantagens relativamente aos métodos analíticos, nomeadamente a possibilidade de calcular praticamente qualquer geometria e incluir o faseamento construtivo nas análises, garantindo a

satisfação de todas as condições de equilíbrio e compatibilidade simultaneamente. Além disso, permitem ter em conta a rigidez do suporte, conduzindo a uma estimativa mais realista das pressões de terras atuantes.

O estudo de casos reais focou nas duas técnicas mencionadas anteriormente, permitindo verificar em que condições uma determinada técnica tende a ser mais aplicável em detrimento da outra. Permitiu igualmente verificar as principais diferenças na forma como normalmente são modeladas cada uma das técnicas, apontando os principais aspectos que se deve ter em conta no modelo numérico. Ficou evidente que apesar da forma circular apresentar condições favoráveis à adoção de um modelo 2D axissimétrico simplificado, na presença de heterogeneidades do maciço ou de assimetrias de carregamento decorrentes do processo construtivo (escavações em diferentes frentes etc.), o uso de modelos 3D é mais adequado. Observou-se que mesmo um modelo constitutivo dos mais simples (como o linear elástico perfeitamente plástico com critério de resistência de Mohr-Coulomb) é capaz de reproduzir bons resultados face a complexidade da realidade modelada, desde que os parâmetros sejam devidamente calibrados. Neste sentido, ficou igualmente evidenciada a importância da realização de ensaios e monitorização geotécnica para uma boa convergência entre as previsões numéricas e o comportamento real observado. Contudo, em alguns casos, não se conseguiu avaliar qual técnica construtiva seria a mais adequada e quais impactos que a adoção de uma técnica diferente implicaria no comportamento do poço.

Para elucidar melhor esta questão e definir um comportamento, tomou-se como referência o caso do Poço WA2 de Dublin construído no contexto do *Dublin Port Tunnel Project*, uma vez que este caso reunia diversos aspectos que iam de encontro ao estudo que se pretendia realizar. De entre eles, destacam-se a geometria circular do poço, a boa documentação do processo construtivo, a adequada caracterização geológico/geotécnica do maciço e a existência de resultados de monitoramento medidos em obra durante a construção. Este poço possuía cerca de 60 m de diâmetro e 29 m de profundidade, tendo sido construído pelo método de escavação suportada com paredes diafragma. A estrutura de suporte era constituída em betão moldado, sendo composta por uma parede com 1.5 m de espessura e 32.5 m de altura, uma viga circunferencial de 2.5 x 2.5 m² a cerca de meia altura e uma laje de fundo com 1 m de espessura. A análise da solução construída mostrou que esta, da forma como foi concebida, era muito robusta e até excessivamente conservadora face as condições geotécnicas existentes, sugerindo que a aplicação de outras técnicas pudesse ser mais vantajosa, principalmente do ponto de vista econômico.

Face aos resultados obtidos e tendo por base as mesmas condições de contorno consideradas para o caso real (geometria, propriedades geotécnicas etc.), propôs-se analisar uma solução alternativa utilizando o método de escavação sequencial na vertical. Esta solução considerou uma estrutura de suporte constituída por 14 anéis de betão projetado com espessura constante de 0.5 m e altura de 2 m cada, considerando-se também a laje de fundo. Os resultados da análise da solução alternativa permitiram verificar que a aplicação desta técnica ao caso do Poço de Dublin seria, não só viável, mas também altamente competitiva, pois conseguia-se reduzir consideravelmente o volume de materiais e o tempo de execução, não aumentando com isso significativamente as deformações do maciço. Os estudos paramétricos efetuados permitiram verificar que para o caso do método sequencial na vertical os parâmetros do maciço tinham uma maior influência, verificando-se que no caso do método de escavação suportada os parâmetros do suporte eram os mais relevantes. Com base nos resultados da modelação numérica tanto da solução construída quanto da solução alternativa, foi possível estabelecer uma análise comparativa entre estas soluções, tendo sido verificado as principais diferenças no comportamento do poço em cada caso, o que permitiu enumerar as principais vantagens e desvantagens associadas a cada uma das técnicas.

7.2 Análise Comparativa das Soluções

Neste ponto, destacam-se as principais diferenças entre as duas soluções de escavação de poços estudadas neste trabalho. A Figura 181 apresenta os deslocamentos horizontais no maciço para a fase final de escavação de ambas as soluções base, isto é, para a solução de escavação suportada com paredes diafragma com espessura h = 1.5 m (solução construída) e para a solução de escavação sequencial com betão projetado de espessura h = 0.5 m (solução alternativa). Inclui-se também dois cálculos adicionais para complementar as análises, nomeadamente o caso em que a parede diafragma apresenta espessura h = 0.5 m e o caso em que a escavação decorre sem suporte.

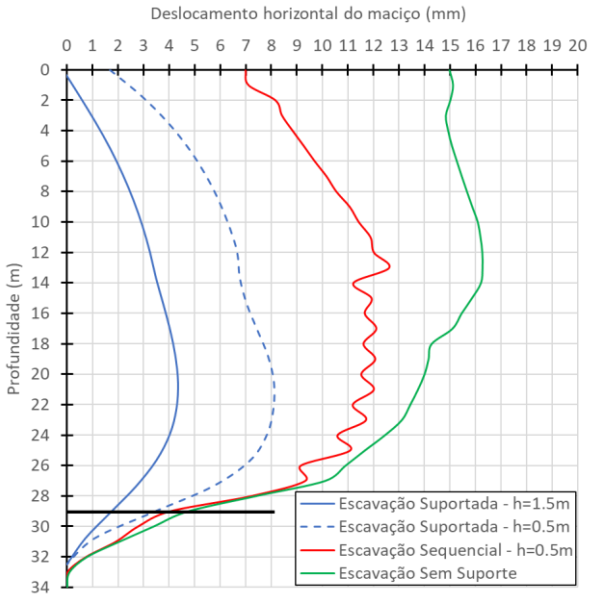


Figura 181 – Comparação entre os deslocamentos horizontais no maciço para ambas as soluções

Os resultados da Figura 181 revelam a importância do suporte na redução dos deslocamentos induzidos pela escavação em todos os casos face a situação de escavação sem suporte. Além disso, destacam que a solução base da escavação suportada com paredes diafragma (h = 1.5 m) é a mais eficiente no controle dos movimentos induzidos pela escavação. Neste caso, os deslocamentos à superfície são praticamente nulos e o valor máximo que ocorre em profundidade é o menor dentre as soluções. Já para o caso da solução alternativa base pelo método de escavação sequencial (h = 0.5 m), os deslocamentos horizontais à superfície são relevantes e o valor máximo que ocorre em profundidade é cerca três vezes superior face a solução base da escavação suportada com paredes diafragma (h = 1.5 m). Contudo, cabe ressaltar que a solução construída contou com uma parede diafragma muito espessa, cujo valor de 1.5 m é claramente pouco usual e que influenciou significativamente o comportamento do poço. Ao analisar os resultados do cálculo complementar da escavação suportada em que a espessura da parede diafragma era de apenas 0.5 m, verificou-se que o deslocamento horizontal máximo cresce significativamente embora ainda seja menor (1/3 menor) do que o obtido na solução alternativa base de escavação sequencial cuja espessura do suporte também era de 0.5 m. Esta diferença distingue claramente a influência do método construtivo nos deslocamentos induzidos no maciço, permitindo concluir que mesmo que a espessura do suporte fosse a mesma em ambas as técnicas, a magnitude dos deslocamentos induzidos seria diferente. O fato de o suporte ser instalado integralmente antes do início da escavação do poço reduz o efeito da descompressão do maciço durante o processo de escavação e, como consequência, existe um maior

controle dos deslocamentos induzidos pela escavação. Esta diferença observada nos deslocamentos induzidos pelas duas soluções tem correspondência nas pressões de terras atuantes no suporte, como a Figura 182 permite visualizar claramente para a fase final da escavação.

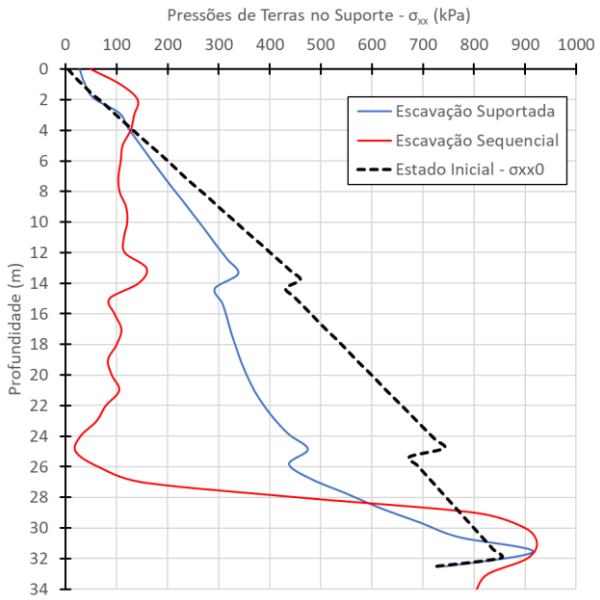
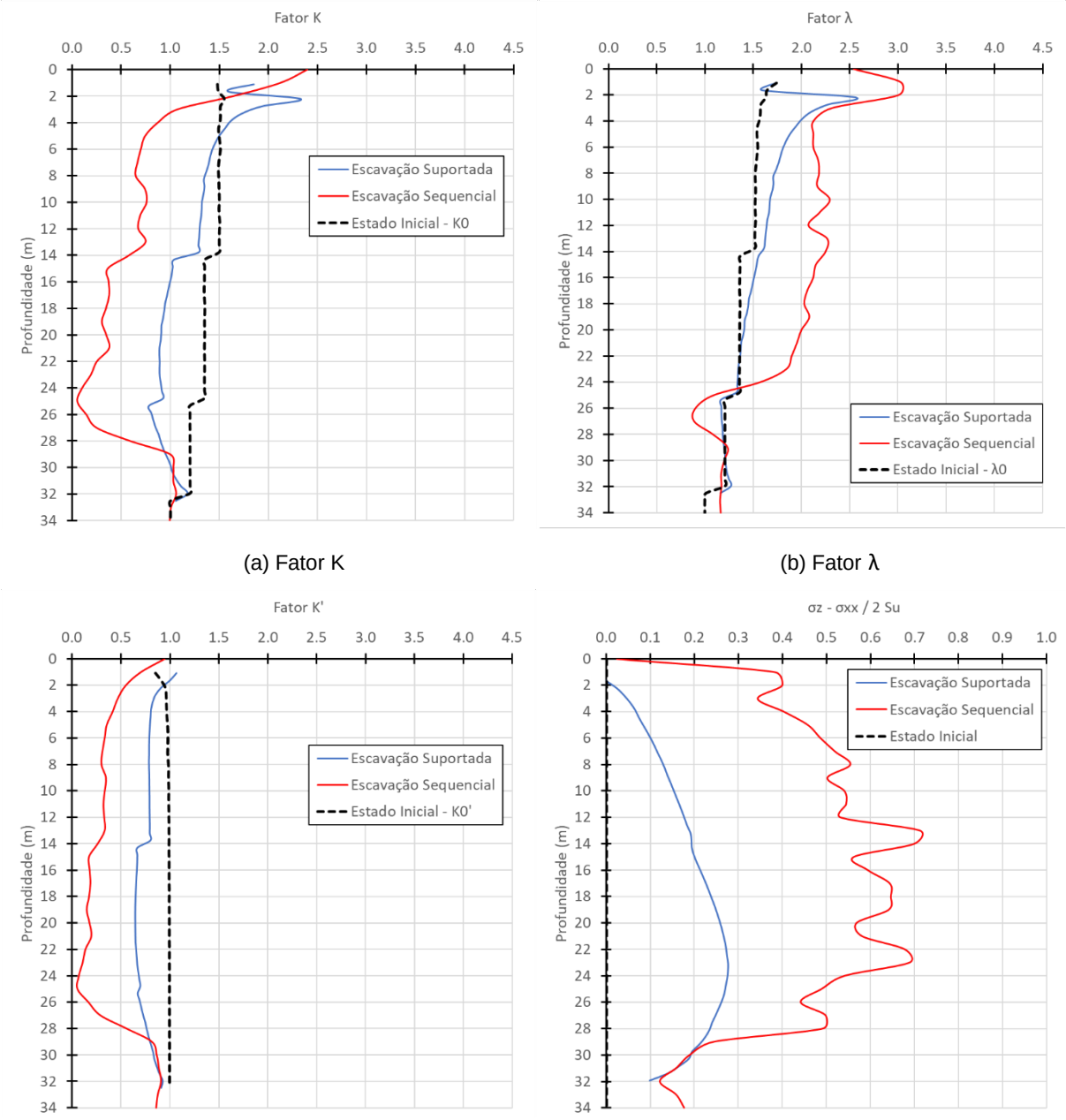


Figura 182 - Comparação entre as pressões de terras no suporte para ambas as soluções base

Analisando a Figura 182, observa-se que as pressões de terras (tensão radial final σ_{xx}) se reduzem em relação ao estado de tensão inicial (tensão radial inicial σ_{xx0}) para ambas as soluções, verificando-se que a redução é mais acentuada para o caso da escavação sequencial, o que traduz o maior efeito da descompressão do maciço associado a este método. Ressalta-se que os resultados apresentados para o caso da solução de escavação sequencial, onde a curva apresenta um crescimento inicial à superfície e tende para um valor aproximadamente constante em profundidade, está de acordo com as soluções analíticas propostas por vários autores. Por outro lado, os resultados referentes à solução de escavação suportada não correspondem totalmente às tendências apresentadas por estas teorias, uma vez que nelas considera-se uma situação de equilíbrio limite, não tendo em conta a rigidez do suporte, o faseamento construtivo e a interação solo-estrutura. Isto permite concluir acerca das vantagens da utilização dos métodos numéricos relativamente aos métodos analíticos, conduzindo com os primeiros uma estimativa mais realista das pressões de terras atuantes.

A Figura 183 apresenta a evolução em profundidade dos fatores K ($K=\sigma_{xx}/\sigma_{yy}$), λ ($\lambda=\sigma_z/\sigma_{yy}$) e K' ($K'=\sigma_{xx}/\sigma_z$) bem como o nível de plastificação no maciço referentes a fase inicial e final. Analisando a Figura 183a e a Figura 183c, observa-se que a redução das pressões de terras reflete-se também na redução dos fatores K e K'. Em função dos coeficientes de impulso em repouso serem superiores a unidade, o fator K' é o mais apropriado para evidenciar que a zona do maciço imediatamente atrás do suporte tende para o estado de equilíbrio limite ativo, sendo tal especialmente visível na Figura 183c e Figura 183d para o caso da solução de escavação sequencial. Relativamente ao fator λ, a análise da Figura 183b evidencia um aumento significativo deste fator principalmente na solução de escavação sequencial, apontando para a ocorrência do efeito de arco circunferencial. Conforme discutido, este efeito só não é mais pronunciado devido ao diâmetro do poço ser de grande magnitude. Estes resultados encontram-se de acordo com o sugerido por Cheng et al. (2008) relativamente à evolução expectável destes fatores que permitem caracterizar o comportamento padrão observado em poços.



(a) Fator K

(b) Fator λ

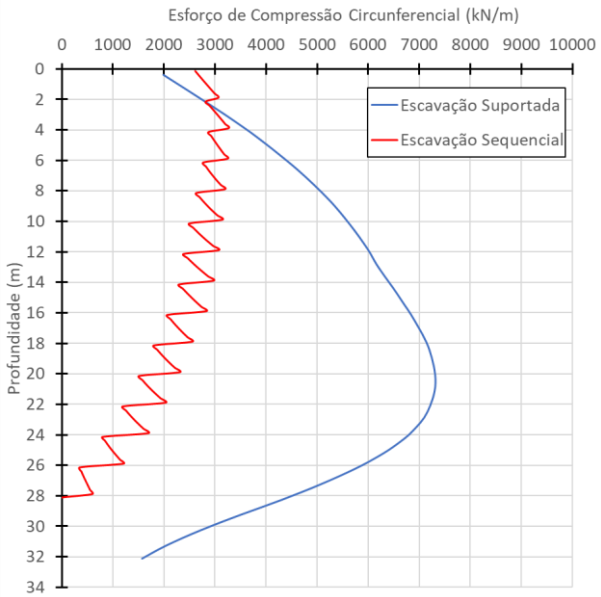
(c) Fator K'

(d) Nível de plastificação no maciço

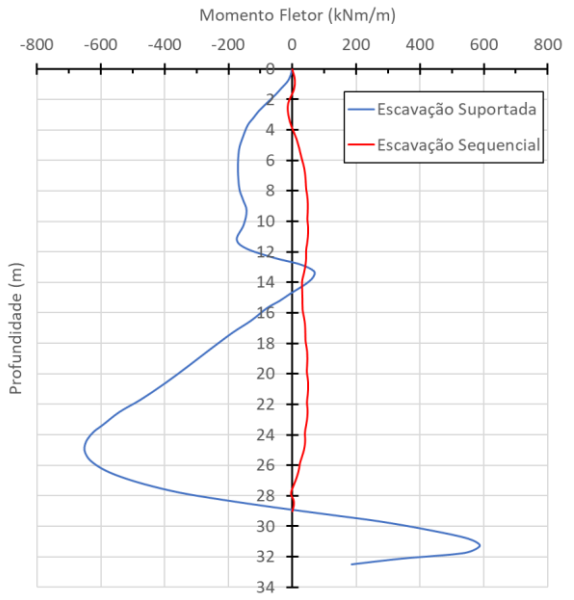
Figura 183 – Comparação entre os fatores K e λ para ambas as soluções base

A Figura 184 apresenta os esforços resultantes na estrutura de suporte para ambas as soluções, nomeadamente o esforço de compressão circunferencial, o momento fletor e o esforço transverso. Destaca-se a predominância de esforços de compressão circunferencial relativamente aos restantes em ambas as soluções, demonstrando a importância do desenvolvimento destes esforços como fator decisivo para equilibrar os impulsos de terras através do desenvolvimento do efeito de arco circunferencial. Relativamente à magnitude, observa-se que o esforço de compressão circunferencial é aproximadamente o dobro na escavação suportada. Conforme discutido, esta diferença resulta essencialmente da distinção na forma como o suporte é instalado em cada uma das metodologias de escavação. Para o caso da solução de escavação suportada, a instalação integral do suporte anteriormente à primeira fase de escavação resulta num menor desconfinamento do maciço, o que

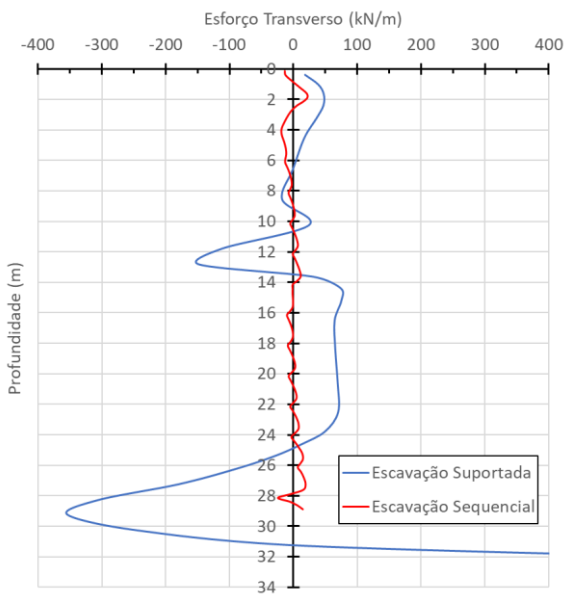
implica menores movimentos induzidos, mas à custa de maiores solicitações estruturais no suporte. O mesmo princípio é valido para os momentos fletores e o esforço transverso, que por sua vez também são significativamente menores para o caso da solução de escavação sequencial.



(a) Esforço de Compressão Circunferencial



(b) Momentos fletores



(c) Esforço Transverso

Figura 184 - Comparação entre os esforços no suporte para ambas as soluções base

7.3 COMENTÁRIO FINAL

A análise comparativa das soluções permitiu verificar as principais diferenças no comportamento do poço em cada caso e com base nos resultados, é possível enumerar as principais vantagens e desvantagens de cada uma das técnicas estudadas.

Pode-se dizer que a solução de escavação com parede diafragma tem como principais vantagens o maior controle dos movimentos induzidos pelo processo de escavação, que resultam em deslocamentos menores. Além disso, trata-se de uma solução mais versátil, pois a sua aplicabilidade e eficiência dependem menos das propriedades e condições do maciço (resistência, rigidez, presença de água etc.) e mais das características do suporte (rigidez), que, por sua vez, são variáveis de mais fácil controle a nível de projeto. Relativamente à estabilidade e segurança, o fato de o suporte ser instalado integralmente antes do início da escavação se reflete naturalmente numa maior estabilidade, reduzindo os tipos possíveis de mecanismo de rotura associados. As principais desvantagens desta solução advêm do maior custo associado tanto aos materiais e equipamentos utilizados no processo construtivo, quanto ao tempo de execução. O processo construtivo requer maiores volumes de materiais para constituir a estrutura de suporte, que por sua vez necessitam de equipamentos específicos mais onerosos (*Hidrofresa, Clam-shell* etc.). Na presença de vigas circunferenciais, comumente associadas a este tipo de solução, é necessário interromper a escavação na profundidade em que este elemento esteja previsto, proceder a sua instalação integral e aguardar o tempo requerido ao término do processo de cura do betão para retomar a escavação.

Relativamente à solução de escavação sequencial na vertical, pode-se dizer que suas principais vantagens estão relacionadas com o menor custo associado tanto aos materiais e equipamentos utilizados no processo construtivo quanto ao tempo de execução. Para o caso do Poço de Dublin, estima-se que o volume de betão projetado necessário seria sensivelmente 3 vezes menor do que na solução construída e que o tempo de execução cairia pela metade. Uma solução pelo método sequencial costuma incluir uma viga circunferencial à superfície, mas não prevê a necessidade destas vigas em profundidade, o que também representa uma clara economia no tempo de execução. Os equipamentos para sua execução são mais simples e não requerem mão de obra altamente especializada. Suas principais desvantagens estão associadas à maior dependência das propriedades do maciço para se obter um comportamento adequado e que seja compatível com o nível de deformação tolerável, havendo maciços em que a técnica não será exequível. Por este motivo, requer que a campanha de investigação geotécnica do maciço seja bastante mais exaustiva para que seja possível definir parâmetros com prudência e mapear as possíveis heterogeneidades existentes, com o intuito de garantir a segurança e estabilidade junto às frentes expostas da escavação. A necessidade de se escavar a seco implica que o maciço não esteja suscetível a lençol freático, artesianismo ou qualquer condição de fluxo de água, sendo que toda esta problemática dependerá da permeabilidade do mesmo. Na presença destas situações, é necessário avaliar a possibilidade de controle das condições hidráulicas através de técnicas específicas, como rebaixamento do nível de água, contabilizando as implicações que estes procedimentos têm na alteração nas tensões efetivas do maciço e na indução de deslocamentos à superfície. Pelos motivos expostos, trata-se de uma técnica construtiva que requer especial necessidade de um monitoramento geotécnico amplo e bem executado.

7.4 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros no tema da modelação numérica de poços, recomenda-se investigar os seguintes pontos no âmbito de complementar as análises realizadas nesse trabalho:

1. **Modelo numérico:** avaliar o comportamento do poço recorrendo a um modelo numérico tridimensional. Neste aspecto, um modelo 3D possibilitaria discretizar os painéis de forma individualizada, permitindo incluir elementos de junta entre eles. Dessa forma, seria possível avaliar se efetivamente foi esta questão a responsável pelos anormais movimentos horizontais dos painéis identificados pela instrumentação junto à superfície. Além disso, um modelo 3D permitiria simular melhor o faseamento construtivo, incluindo o avanço da escavação em diferentes frentes. Trabalhos anteriores mostraram que este aspecto impacta diretamente nos esforços finais do suporte ao introduzir assimetrias de carregamento. Adicionalmente, seria possível contabilizar a parcela de deslocamentos induzidos pelo processo de construção da parede.

2. **Modelo constitutivo:** avaliar o comportamento do poço recorrendo a modelos constitutivos que permitam incorporar o efeito da degradação da rigidez em função do nível de deformações do maciço. O modelo elástico perfeitamente plástico adotado neste trabalho considera módulos de deformabilidade constantes até a rotura. Apesar dos resultados terem sido coerentes globalmente, modelos constitutivos mais elaborados permitiriam aproximar ainda melhor o comportamento real. Recomenda-se também, sempre que possível, realizar uma análise de consolidação acoplada para que seja possível estimar assentamentos diferidos no tempo.

3. **Metodologia construtiva:** avaliar o comportamento do poço comparando outras técnicas construtivas, como por exemplo a técnica de escavação suportada com cortina de estacas. Conforme discutido neste trabalho, há cenários geotécnicos em que a dúvida sobre qual metodologia construtiva seria a mais adequada se coloca. Neste sentido, a comparação entre outras técnicas, recorrendo-se a modelação numérica, contribuiria para a definição de um comportamento.

4. **Viga circunferencial:** para o caso da metodologia de escavação sequencial na vertical, avaliar a importância de uma viga circunferencial à superfície frente a carregamentos que não estejam associados ao processo de escavação (movimentação de equipamentos, materiais etc.). Para o caso da metodologia de escavação suportada com parede diafragma, avaliar a influência de vigas circunferenciais em diferentes níveis para o caso de maciços mais deformáveis, se possível através de um modelo 3D, evidenciando a importância construtiva que teriam na unificação dos painéis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adrego, J. A. C. G. B. (2014). *Numerical analysis of the excavation of a shaft in London clay*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Almeida e Sousa, J. (2020). *Projeto de Túneis*. Sebenta, Universidade de Coimbra, 2020.

Anagnostopoulos, C., Georgiadis, K. (2002). *Behaviour of an instrumented circular diaphragm wall*. Proc 15th ICSMGE, 27-31 August 2001, Istanbul, p. 1061–1064.

Ariizumi, K., Kumagai, T., Kashiwagi, A. (2000). Behaviour of large-scale cylindrical retaining wall. In *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, p. 481–486, Kusakabe, O., Fujita, K., and Miyazaki, Y., editors, Rotterdam.

Azevedo, A. F. M. (1996). *Mecânica dos Sólidos*. Sebenta, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Belo, J. R. V. (2017). *Modelação numérica da escavação de poços*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa.

Berezantzev, V. G. (1958). *Earth pressure on the cylindrical retaining wall*. Proceedings Conference on Earth Pressure Problems V.2, p. 21–27, Belgian Group of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brucellas.

Bernardes, S. F. D. S. (2010). *Aspectos críticos no dimensionamento de poços elípticos pelo método de escavação sequencial - o caso da estação de metrô Do Marquês*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Brangan, C. (2007). *Retaining walls in Dublin boulder clay*. PhD thesis, University College Dublin, Dublin.

Cabarkapa, Z., Milligan, G.W.E, Menkiti, C.O., Murphy J., Potts, D. M. (2003). *Design and performance of a large diameter shaft in Dublin Boulder Clay*. British Geotechnical Association International Conference on Foundations, 2-5 September 2003, Dundee/Scotland, p.175 – 185, Thomas Telford, London.

Cecilio, M. O. et al. (2010). *Estação vila prudente do metrô de São Paulo análise numérica tridimensional dos poços de grande diâmetro*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 17-22 agosto 2010, p.1-8, Gramado.

Gaba, A. R. et al. (2003). *Embedded retaining walls – guidance for economic design*, CIRIA C580, CIRIA, London.

Cheng, Y. M., Hu, Y. Y., Wei, W. B. (2007). *General axisymmetric active earth pressure by method of characteristics - theory and numerical formulation.* International Journal of Geomechanics, v.7 n.1, January 2007, p.1-15, ASCE.

Cheng, Y. M., Au, S. K., Hu, Y. Y. & Wei, W. B. (2008). *Active Pressure for Circular Cut with Berezantzev's and Prater's Theories, Numerical Modelling and Field Measurements.* Soils and Foundations, v.48 n.5, p.621-631.

Chun, B., Shin, Y. (2006). *Active Earth Pressure Acting on the Cylindrical Retaining Wall of a Shaft*. Journal of the Korean GEO-Environmental Society, v.7, n.4, p.15-24.

Dias, C. D. C. (2011). *Comportamento hidro-mecânico de escavações em condições não saturadas*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Dias, C., Hirata, F., Kuwajima, F. (2015). *Settlements due to shaft excavation in São Paulo.* https://www.researchgate.net/publication/331071556_Dias_et_al_2015_Shaft_Settlements 22.05.2021.

Divall, S. and Goodey, R. J. (2016). *An apparatus for centrifuge modelling of a shaft construction in clay*. 3rd European Conference on Physical Modelling in Geotechnics Eurofuge 2016, 1-3 June 2016, Nantes, France. https://openaccess.city.ac.uk/id/eprint/14827/22.05.2021.

Doig, P. (2012). *Shaft construction for civil engineering projects*. Proceedings of the 3rd Int. Conf. on Shaft Design and Construction (IOM3, editor), 24-26 April 2012, p. 13, London.

Duarte, M., Fonseca, P., Ortigão, A. (2013). *Flash flood control works around the Maracanã stadium district in Rio de Janeiro, Brazil*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Civil Engineering special issue 166, November/2013, p. 44-48, ICE Publishing.

Enami, A., Morishita, H., Ogihara, M., Homma, M., Tezuka, H., Hiramatsu, Y. (1996). Earth pressure acting on a deep circular shaft wall. In Mair, R. and Taylor, R., editors, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, p. 117–122, Balkema, Rotterdam.

Faria, D. C. G. de. (2016). *Análise do comportamento de escavações de poços de secção circular*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa.

Farrell, E., Lehane, B., O'Brien, S., Orr, T. (1995). *Stiffness of Dublin black boulder clay*. Proc. 11th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Enginnering, Copenhagen 1, 1-109–1-117.

Faustin, N.E. (2017). *Performance of Circular Shafts and Ground Behaviour during Construction.* PhD thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK.

Faustin, N. E., Elshafie, M. Z. E. B., Mair, R. J. (2018). *Case studies of circular shaft construction in London*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering, 27/06/2018, p. 391-404, ICE Publishing.

Fernandes, L. F. B. (2017). *A influência da variabilidade geotécnica no comportamento de poços construídos pelo método de escavação sequencial*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Furlani, G., et al. (2011). *3-D finite element modeling and construction aspects for vertical shafts Metro C. Rome*. https://www.issmge.org/publications/online-library. 21.05.2021.

Gerolymos, N., Anastasopoulos, I., Gazetas, G. (2007). *Opening ceremony shaft for the Athens 2004 Olympic Games.* Proceedings of the Institution Civil Engineers: Geotechnical Engineering, v.160, April, p.61–71, ICE Publishing, UK.

Goto, S., Iguro, M. (1989). *The world's first high-strength, super-deep slurry wall*. Proc. 12th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 1487–1490, Rio de Janeiro.

Janeiro, H. J. M. da P. (2018). *Avaliação das pressões de terra atuantes em poços através de métodos analíticos e numéricos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade de Coimbra.

Jardine, R.J., Potts, D.M., Fourie, A.B., Burland, J.B. (1986). *Studies of the influence of nonlinear stress-strain characteristics in soil structure interaction*. Geotechnique, v.36, n.4 p.377-396.

Kim, K.-Y., Lee, D.-S., Cho, J., Jeong, S.-S., Lee, S. (2013). *The Effect of Arching Pressure on a Vertical Circular Shaft.* Tunnelling and Underground Space Technology, v37, August, p.10-21.

Le, B. T., Goodey, R. J., Divall, S. (2019). *Subsurface ground movements due to circular shaft construction.* Soils and Foundations, v. 59, p. 1160-1171, Elsevier.

Liu, F. Q., Wang, J. H., Zhang, L. L. (2009). *Analytical Solution of General Axisymmetric Active Earth Pressure.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v.33, n.4, p.551-565.

Long, M. et al. (2012). *Retaining walls in Dublin boulder clay, Ireland*. Proceedings of the Institute of Civil Engineering- Geotechnical Engineering, 15/05/2012, p. 247-266, ICE Publishing.

Long, M. et al. (2013). *Undrained shear strength and stiffness of Irish glacial till from shear wave velocity.* Ground Engineering, v.46, n.11, p. 26-27.

Long, M., Menkiti, C.O. (2007). *Geotechnical properties of Dublin boulder clay.* Géotechnique, v. 57, n. 7, September, p.595 - 611.

Looby, M., Long, M. (2007). *Deep excavations in Dublin recent developments.* Meeting of the Geotechnical Society of Ireland at Engineers Ireland, 11 December 2007, p. 1-15, Engineers Ireland, Dublin.

Marques, F. et al. (2014). *Reservatório de controle de enchentes na Praça da Bandeira: projeto e execução.* XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 9-13 de setembro 2014, Goiânia.

Marten, S., Bourgeois, E. (2006). Three-dimensional behaviour of a circular excavation in Nantes, France. In *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, p. 867–872.

Matos Fernandes, M. de (2010). *Deep urban excavations in Portugal: practice, design, research and perspectives.* Soils and Rocks, September-December 2010, p. 115-142, São Paulo.

McNamara, A., Roberts, T., Morrison, P., Holmes, G. (2008). *Construction of a deep shaft for Crossrail.* Proceedings of the Institution Civil Engineers: Geotechnical Engineering, v.161, p. 299–309.

Morrison, P. R. J., McNamara, A. M., Roberts, T. O. L. (2004). *Design and construction of a deep shaft for Crossrail.* Proceedings of the Institution Civil Engineers: Geotechnical Engineering, October, p. 173–182.

Muramatsu, M., Abe, Y. (1996). Considerations in shaft excavation and peripheral ground deformation. In Mair, R. and Taylor, R., editors, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pages 173 – 178, Balkema, Rotterdam.

New, B., Bowers, K. (1994). *Ground movement model validation at the Heathrow Express trial tunnel.* Tunnelling ’94 Proc. 7th Int. Symposium IMM and BTS, p. 301–329, Chapman and Hall, London.

Ortigão, A. et al. (2018). *A few lessons from two dams and an excavation instrumentation projects.* International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, 16-19 July 2018, PUC-Rio, p. 1-20, Rio de Janeiro.

Parashar, S., Mitchell, R., Hee, M., Sanmuganathan, D., Nicholson, G. (2007). *Performance monitoring of deep shafts at Changi WRP project, Singapore.* 7th Int. Symp. On Field Measurements in Geomechanics (FMGM 2007). Geotech. Spec. Publ. 175 (GSP175), ASCE, Reston, VA.

Pedro, A. M. (2013). *Geotechnical investigation of IVENS shaft in Lisbon.* Phd thesis, Imperial College, London.

Pedro, A., Almeida e Sousa, J., Taborda, D., França, P. (2010). Analysis of an excavation: the Marquês Station. In *Numerical methods in Geotechnical Engineering,* 976 p., CRC Press, London.

Powderham, A. J. (2000). Design and construction of a deep circular cofferdam in collapsed ground. In Kusakabe, O., Fujita, K., and Miyazaki, Y., editors, *In Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground,* pages 567–580, Balkema, Rotterdam.

Prater, E. G. (1977). *Examination of some theories of earth pressure on shaft linings.* Canadian Geotechnical Journal, v.14, n.1, p.91-106.

Schwamb, T. (2014). *Performance monitoring and numerical modelling of a deep circular excavation.* Phd thesis, University of Cambridge.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics.* John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y.

Tobar, T., Meguid, M. A. (2011). *Experimental Study of the Earth Pressure Distribution on Cylindrical Shafts.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.137, n.11, p.1121-1125.

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

Trevor, L. L. (2018). *Lessons learned from geotechnical challenges in Celtic Soils and Rocks,* 16th January 2018, ICE. https://www.ice.org.uk/eventarchive/lesson-learned-from-geotechnical-challenges-leeds. 21/05/2021.

Walter, J., Tarallo, F. (1985). *Use of arch effect in circular retaining diaphragm wall.* Proceedings of the 11th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12-16 August 1985, San Francisco, p. 2141–2144.

Wong, K., Wong, R. C. K. R., Kaiser, P. P. K. (1988). *Design and performance evaluation of vertical shafts - rational shaft design method and verification of design method.* Canadian Geotechnical Journal, v.25, n.2, p.320–337.

Wong, R. C. K. R., Kaiser, P. P. K. (1988). *Behaviour of vertical shafts: reevaluation of model test results and evaluation of field measurements.* Canadian Geotechnical Journal, v.25, n.2, p.338–352.