U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ASPECTOS CRÍTICOS NO DIMENSIONAMENTO DE POÇOS ELÍPTICOS PELO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL

O CASO DA ESTAÇÃO DE METRO DO MARQUÊS

SÉRGIO FILIPE DE SOUSA BERNARDES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

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

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

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

Aos meus Pais

"As impurezas, como em tudo na vida, diminuem o peso volúmico das coisas"

Eduardo Fortunato

AGRADECIMENTOS

Nos últimos dias antes da entrega da tese é claro para mim que a parte dos agradecimentos não se limitam apenas às pessoas que me ajudaram no meu percurso académico de 17 anos, mas também nas pessoas que me apoiaram, ensinaram e amaram durante os meus 23 anos de vida.

Aos meus pais dedico esta tese, para além disso o meu grande obrigado pelos sacrifícios, paciência e por me porem sempre em primeiro garantindo-me assim um futuro que não puderam ter.

À família Melo por me acolherem pelas idas a Figueiró, pela contribuição fundamental que tiveram na minha educação.

Aos meus amigos, que em tantas alturas distintas me apoiaram e me fizerem rir. Ao Ricardo Martins e Diogo Nunes pela amizade de inúmeros anos, que apesar de nos vermos poucas vezes, levam-me sempre aos anos passados no Perpétuo Socorro. Ao Nuno Figueiredo e Patrícia Santos, os meus primeiros amigos de faculdade, cujas viagens para CICCOPN recordo tão bem, não apenas pela brincadeira mas também pelos momentos de abstracção de tudo o resto. Ao André Silva pelas suas constatações sábias, com um toque de humor sempre à mistura. À Carina Freitas e aos "jovens de Estruturas" principalmente Marco Fernandes que no último mês foram uma ajuda enorme e sem os quais não seria capaz de ultrapassar certas coisas.

À Vera Luísa, cuja amizade me é muito queria. Agradeço o amor, a amizade, a paciência, as "ensaboadelas" ao longo dos anos, que hoje me fazem hoje ver as coisas com outros olhos. Para além do agradecimento peço-lhe desculpa por não ter estado presente nos momentos em que verdadeiramente precisou de mim.

Ao Professor Manuel Matos Fernandes por me "apresentar" a Geotecnia, de uma maneira tão simples e cativante, nunca descurando o espírito inerente ao de um engenheiro.

Ao meu Orientador, o Professor António Topa Gomes, pela constante disponibilidade, paciência e ajuda que por vezes ultrapassou o campo académico.

Ao Rafael Gonçalves e Sónia Santos por me cederem os seus postos de trabalho para a execução dos cálculos numéricos.

Ao laboratório de Geotecnia na pessoa do Sr. Armando Pinto, pelas inúmeras ideias para o desenho do adaptador do edómetro. Assim como à empresa *Mestrutil*, mais especificamente ao Sr. Vítor Leal pela execução da peça em si.

RESUMO

O estudo de estruturas de contenção introduzidas com a empreitada do Metro do Porto, teve como prelúdio o trabalho "Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial. O caso do Metro do Porto" da autoria de António Topa Gomes (2009). O estudo agora apresentado constitui uma continuação desse mesmo trabalho, com a consideração de determinados aspectos, que na opinião do autor são importantes para o conhecimento completo da fenomenologia associada a este tipo de escavação.

Numa primeira fase será feito um pequeno resumo de todos os aspectos sobre poços circulares e elípticos de grande diâmetro. Seguidamente serão apresentadas considerações sobre a influência do atrito solo-paramento na deformada do solo e nos diagramas de tensões horizontais. Este estudo inicial será feito em 2 programas de cálculo: *Code_Bright*® e *Plaxis*®.

Consequentemente é feito um pequeno estudo paramétrico num cenário geotécnico heterogéneo em profundidade, tomando como exemplo a escavação da Estação do Marquês. Neste caso de estudo proceder-se-á à comparação entre o comportamento registado em obra e os resultados da monitorização, em que a rigidez do solo e do suporte serão os principais pontos em análise. Adicionalmente é estudado o efeito da instalação de uma carga pontual no terreno envolvente à escavação, como por exemplo uma grua.

Numa fase posterior será executado um modelo total da Estação, com o objectivo de analisar a influência da quebra de simetria das condições geotécnicas, assim como a utilidade do *Jet Grouting* na limitação de deformações excessivas neste tipo de escavações.

No Capítulo final serão feitas diversas considerações sobre os assentamentos atrás da escavação. Nesta parte serão tidos em conta alguns métodos de previsão de assentamentos, de modo a que seja possível a adaptação de um deles ao caso em estudo.

Nesta última parte será usado apenas um programa: *Code_Bright*®.

PALAVRAS-CHAVE: Método de Escavação Sequencial, Efeito de arco, Poços, Estação do Marquês, Monitorização

ABSTRACT

The supported excavations done in the enterprise of Oporto's subway had its first academic work on "Elliptical Shafts by Sequential Excavation Method. The case of Oporto's subway." by António Topa Gomes (2009). The study, now in focus, is an extension of the same, with the consideration of certain aspects that, in the opinion of the author, are important to the full knowledge of this kind of excavations.

In the first stage there will be made a small resume of all the aspects regarding large diameter shafts both circular and elliptical. Afterwards it will be taken in attention the influence of friction between soil and wall on displacements and stress diagrams. This initial study will be done in two calculation programs: *Code_Bright*® and *Plaxis*®.

Consecutively is inducted a small parametric study considering a heterogeneous' geotechnical horizon in depth, taking as example the excavation involving the Marquês' Subway Station. This study case will be done with the comparison between the construction behavior and modeling results in which the stiffness associated to the soil and the support system will be the main points. Also it will be taken in concern the installation of a continuous load in the surrounding of the excavation for example a crane, and realize the effect of that.

In an advanced fase it will be made a full model of de Station, with the purpose of analyze de effect of non-symmetric geotechnical conditions, and also the effect of Jet Grouting to limit excessive deformations in this type of excavation.

In the final chapter there will be made several considerations regarding the settlements behind the excavation. This part will include the study of prediction settlement methods and adapt one of those to the case in study.

In this last part the program used will be *Code_Bright*®.

KEYWORDS: Sequential Excavation Method, Arching effect, Shafts, Marquês' Station, Monitoring.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. MOTIVAÇÃO E TEMAS 1

1.2. ORGANIZAÇÃO DA TESE 2

2. ENQUADRAMENTO DA APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL DE POÇOS 3

2.1. BREVE DESCRIÇÃO DO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL 3

2.2. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL 4

2.2.1. APLICAÇÃO NO "ESTRANGEIRO" 4

2.2.2. APLICAÇÃO EM PORTUGAL 5

3. COMPORTAMENTO DE POÇOS CIRCULARES PELO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL 9

3.1. INTRODUÇÃO 9

3.1.1. ENQUADRAMENTO 9

3.1.2. SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO 10

3.1.3. CARACTERIZAÇÃO DO CONTEXTO GEOLÓGICO 11

3.1.4. MODELO DE MOHR-COULOMB 12

3.2. CÁLCULO INTRODUTÓRIO 14

3.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS RELATIVAS AO CODE_BRIGHT® 14

3.2.2.CONSIDERAÇÕES INICIAIS RELATIVAS AO PLAXIS® 15

3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO CÁLCULO INTRODUTÓRIO 17

3.3.1. CONSIDERAÇÕES 17

3.3.2. DEFORMAÇÃO DO MACIÇO 17

3.3.3. ANÁLISE DO SUPORTE 23

3.3.4. INFLUÊNCIA DO ÂNGULO DE INTERFACE (Δ) E DIAGRAMAS DE TENSÕES APARENTES 25

3.3.5. CONSIDERAÇÕES REFERENTES À MALHA A USAR NO CODE_BRIGHT® 32

4. ESTAÇÃO DO MARQUÊS 39

4.1. INTRODUÇÃO 39

4.2. DESCRIÇÃO DO PROJECTO E MÉTODO CONSTRUTIVO 40

4.3. CONTEXTO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO 43

4.4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO 45

4.4.1 PLANO DE MONITORIZAÇÃO 45

4.4.2. APRESENTAÇÃO INICIAL DO COMPORTAMENTO DA ESCAVAÇÃO 46

4.4.2.1. ASSENTAMENTOS À SUPERFÍCIE 46

4.4.2.2. DEFORMAÇÃO HORIZONTAL DO SUPORTE 49

4.4.2.2.1. Deformada da viga de coroamento 49

4.4.2.2.2. Deformada do restante suporte 50

4.4.2.3. DEFORMAÇÃO DO MACIÇO 51

5. ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTAÇÃO DO MARQUÊS 57

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 57

5.2. MODELO NUMÉRICO ADOPTADO 58

5.3. MODELO DE COMPORTAMENTO DO SOLO 58

5.4. CÁLCULO BASE DA ESTAÇÃO DO MARQUÊS 59

5.4.1. MODELO ADOPTADO 59

5.4.1.1. Malha adoptada 59

5.4.1.2. Fases de Cálculo 60

5.4.1.3. Parâmetros Geotécnicos 62

5.4.2. DISCUSSÃO DE ASPECTOS IMPORTANTES 62

5.4.2.1. Movimentos Gerais da Obra e deformação do maciço 63

5.4.2.2. Deformação do maciço. Análise dos inclinómetros 70

5.4.2.3. Deformação do Suporte 71

5.4.2.4. Esforços no suporte 73

5.5. CÁLCULOS ADICIONAIS 75

5.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 75

5.5.2. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO SOLO 75

5.5.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO BETÃO 77

5.5.4 . INFLUÊNCIA DE CARREGAMENTOS LOCALIZADOS 79

5.6. INFLUÊNCIA DA QUEBRA DE SIMETRIA NAS CONDIÇOES GEOTÉCNICAS 82

5.6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 82
5.6.2. JUSTIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES 82
5.6.3.CÁLCULO TOTAL MARQUÊS 84
5.6.2. CÁLCULO TOTAL COM JET-GROUTING 88
5.6.2.1. Considerações prévias 88
5.6.2.2. Análise dos resultados 90

6. MÉTODOS DE PREVISÃO DOS ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS 97
6.1. CONSIDERAÇOES INICIAIS E REVISÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO 97
6.1.1. MÉTODO DE BOWLES 99
6.1.2. MÉTODO DE BAUER 100
6.1.3. MÉTODO DE PECK 101
6.1.4. MÉTODO DE CLOUGH E O'ROURKE 101
6.1.5. MÉTODO DE HSIEH E OU 102
6.2. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS À ESTAÇÃO DO MARQUÊS 102
6.3. PROPOSTA DE APLICAÇÃO 105

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 113
7.1. CONCLUSÕES FINAIS 113
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 115

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Exemplos da Aplicação do Método de Escavação Sequencial no Metro de São Paulo, à esquerda – Estação Vila Prudente; à direita estação de Óscar Freire (Topa Gomes, 2009). 4

Fig. 2 – Poço Belas Artes; Metro de São Paulo (Topa Gomes, 2009). 5

Fig. 3 – Poço Estação da Luz, linha 4 do Metro de S. Paulo (Topa Gomes, 2009). 5

Fig. 4 - Estação da Ameixoeira (retirado de *http://www.sae.eng.br/espanol/projetos/lisboa1.htm*). 6

Fig. 5 – Conclusão da escavação da Estação de Salgueiros (Topa Gomes, 2009). 7

Fig. 6 – Construção dos pisos técnicos do poço elíptico da Estação do Marquês (cedido por Pedro).. 8

Fig. 7 - Poços de Acesso às estações do Bolhão (a) e Faria Guimarães (b). (Topa Gomes, 2009). 8

Fig. 8 – Representação de um problema axissimétrico (*Bringkgreve et al., 2004 e Liu et. al, 2008*). . 10

Fig. 9 – Encadeamento das fases constitutivas do cálculo inicial 11

Fig. 10 - Representação dos parâmetros adoptados para o terreno 12

Fig. 11 – Critério de rotura de Mohr-Coulomb (adaptado de Vermeer *et al*., 1999). 12

Fig. 12 – Definição dos módulos de deformabilidade: tangente (E_0); secante (E_{50}) (adaptado Vermeer *et al*.,1999)..... 13

Fig. 13 - Comportamento de um solo em ensaio triaxial sujeito a pequenas deformações (adaptado de *Truty*, 2008). 14

Fig. 14 - Aspecto da malha usada no Plaxis®. 16

Fig. 15 - Representação dos elementos de junta: (a) nós de deslocamento; (b) pontos de *Gauss*..... 16

Fig. 16 – Representação esquemática e global dos principais deslocamentos na escavação de um poço. 17

Fig. 17 – Andamento dos deslocamentos em dois pontos do maciço atrás do suporte: (a) escavação anterior ao anel em análise; (b) escavação do anel em análise; (c) escavação do anel posterior ao analisado. 19

Fig. 18 – Andamento da tensão efectiva (a) vertical e (b) horizontal em 2 pontos a meio do 1º e 9º patamares de escavação. 20

Fig. 19 - Andamento da tensão efectiva vertical(a) e horizontal (b) em 2 pontos na base do 1º e 8º patamares de escavação. 21

Fig. 20 - Evolução dos esforços e deslocamento horizontal no suporte: (a) esforço de membrana; (b) esforço de corte; (c) momento flector; (d) deslocamento do suporte. 23

Fig. 21 – Variação dos esforços de corte no 3º anel do suporte [4;6 [m. 25

Fig. 22 – Representação do estado limite activo e passivo.(retirado de US Department of Transportation,1999). 27

Fig. 23 – Aspecto das cunhas activa(a) e passiva (b) (adaptado de Terzaghi, 1989)..... 28

Fig. 24 - Esforços na interface parede-solo: (a) tensão normal, (b) tensão de corte; (c) ângulo de interface. 29

Fig. 25 – Assentamentos no suporte e do maciço atrás do suporte. 30

Fig. 26 – Evolução das tensões horizontais em profundidade: (a) sem elementos de junta ; (b) com elementos de junta $\delta=\phi'$. 31

Fig. 27 – Malhas (a) M1 e (b) M2. 32

Fig. 28 – Malhas (a) M3 e (b) M4. 33

Fig. 29 – Malha M5 34

Fig. 30 – Deslocamentos obtidos nas diversas malhas: (a) horizontal atrás do suporte; (b) vertical na base de escavação; (c) vertical à superfície. 35

Fig. 31 – Aspecto em planta da malha usada para o cálculo 3D 36

Fig. 32 – Comparação do deslocamento horizontal entre o cálculo introdutório e o cálculo tridimensional. 37

Fig. 33 – Comparação dos deslocamentos horizontais 4 m atrás do suporte. 37

Fig. 34 – Localização da: (a) Estação do Marquês; (b) Estaleiro da Obra, (cedido por Topa Gomes). 39

Fig. 35 – Estrutura de contenção e suas dimensões. 40

Fig. 36 – (a) Aspecto geral da escavação no nível 11; (b) faseamento construtivo horizontal adoptado. 41

Fig. 37 – (a) aspecto do suporte instalado em obra ; (b) faseamento vertical e suporte adoptado. 41

Fig. 38 – Estrutura do suporte auxiliar na abertura dos túneis (retirado de Campanhã *et al,* 2002). ... 42

Fig. 39 - Perfis geológicos da Praça do Marquês (retirado de Campanhã, *et al.*,2004). 43

Fig. 40 – Esquema das sucessivas cotas do nível freático a este e oeste da falha (retirado de Campanhã, *et al.*, 2004). 44

Fig. 41 - Instrumentação do poço da Estação do Marquês (adaptado de Geodata/Normetro, 2002). . 45

Fig. 42 – Esquema dos principais edifícios monitorizados e respectivas distâncias à escavação. 47

Fig. 43 – Assentamentos no suporte Leste -nº do alvo/nível do suporte (retirado de Geodata/Normetro, 2002). 48

Fig. 44 – Assentamentos no suporte Leste/Sul -nº do inclinómetro/nível do suporte (retirado de Geodata/Normetro, 2002). 48

Fig. 45 – Aspecto da deformada da viga de coroamento 50

Fig. 46 – Deformada em planta dos anéis 6 (azul), 9 (preto) e 12 (verde). 51

Fig. 47 – Deformada no inclinómetro 3 (a) e 4 (b) (direcção normal ao suporte; positivos para dentro da escavação). 52

Fig. 48 - Deformada no inclinómetro: (a) 1 (Este); (b) 2 (Leste/Sul); direcção normal ao suporte; positivos para dentro da escavação. 53

Fig. 49 – Malha de macro elementos usada: (a) em planta; (b) corte segundo menor eixo. 59

Fig. 50 – Malha de elementos usada: (a) em planta; (b) corte segundo o menor eixo; (c) vista geral. 60

Fig. 51 – Estratos e parâmetros utilizados no Cálculo Base. 62

Fig. 52 – Deslocamentos do maciço segundo: (a) eixo menor; (b) eixo maior ; (c) assentamentos; (d) deslocamentos totais em módulo. 63

Fig. 53 - Deformada do solo após as betonagens dos níveis: 2º (a), 5º (b), 12º (c) e 14º (d) (Ampliação de 250x). 64

Fig. 54 – Andamento da deformada em planta após as betonagens dos anéis 2º, 5º, 12º e 14º (Ampliação de 250x). 65

Fig. 55 – Deformadas atrás do suporte coincidente com o menor eixo (R =19 m) e o maior eixo do poço (R =24 m). 66

Fig. 56 – Aspecto geral dos multiplicadores plásticos no Cálculo Base. 67

Fig. 57 – Multiplicadores plásticos associados aos eixos de escavação. 68

Fig. 58 - Tensões horizontais no maciço 0,5 m atrás do suporte. 68

Fig. 59 - Tensões verticais no maciço a 0,5 m atrás do suporte. 69

Fig. 60 – Comparação entre os dados obtidos pela instrumentação e pelo cálculo: (a) I1 (Este) ; (b) I2 (Leste/Sul). 70

Fig. 61 – Comparação dos deslocamentos do suporte entre o modelo e a instrumentação (N (nº do alvo/nº do anel)). 72

Fig. 62 – Comparação dos assentamentos do suporte entre o modelo e a instrumentação (N (nº do alvo/nº do anel)). 73

Fig. 63 – Diagramas de esforços: (a) esforço de membrana; (b) esforço transverso; (c) momento vertical; (d) momento circunferencial. 74

Fig. 64 – Representação dos resultados obtidos para as três soluções e no cálculo base inicial: (a) deformada no inclinómetro I1; (b) deslocamentos imediatamente atrás do suporte. 76

Fig. 65 – Representação da variação do deslocamento no centro do anel relativamente aos extremos respectivos em função da deformabilidade do betão. 78

Fig. 66 – Representação da taxa mecânica de armadura para as 3 espessuras de suporte em função da deformabilidade do betão. 78

Fig. 67 – Gráfico resumo da variação dos parâmetros mais importantes em projecto em função do módulo de deformabilidade do betão projectado. 79

Fig. 68 – Localização em planta das gruas-torre instaladas. 80

Fig. 69 – Representação da carga instalada à superfície no modelo numérico (a negro - área de instalação da carga). 80

Fig. 70 – Influência da instalação da grua-torre nos assentamentos atrás do suporte para vários pontos atrás do suporte. 81

Fig. 71 – Aspecto da malha usada no modelo tridimensional total: (a) em planta; (b) em perspectiva. 82

Fig. 72 – Propriedades adoptadas para os Cálculos Finais. 83

Fig. 73 – Deslocamentos no maciço atrás do suporte para a metade direita do poço do Marquês: (a) deslocamento perpendicular a R =19 m; (b) deslocamento perpendicular a R =24 m; (c) deslocamentos verticais. 84

Fig. 74 – Aspecto da deformada do poço atrás do suporte nas sucessivas fases de escavação. 87

Fig. 75 – Comparação entre os deslocamentos obtidos atrás do suporte para o modelo considerando um quarto (M1/4) e o total (MT): (a) eixo menor da elipse (R =19m); (b) eixo maior da elipse (R =24m). 88

Fig. 76 – Encadeamento da execução do tratamento (adaptado de http://www.haywardbaker.com). 89

Fig. 77 – Ilustração do suporte e do *Jet Grouting* no modelo numérico 90

Fig. 78 – Influência da instalação do *Jet Grouting* (CJ) relativamente aos deslocamentos atrás do suporte. (a) R=19m; (b) R=24m. 91

Fig. 79 – Deslocamentos horizontais nas várias fases de escavação, para R =19m. 92

Fig. 80 – Deslocamentos incrementais ao longo das várias fases de escavação, para R =19m. 92

Fig. 81 – Influência da instalação do *Jet Grouting* nas tensões horizontais, para R =19m. 93

Fig. 82 – Aspecto das tensões verticais 0,5m atrás do suporte para o cenário considerando a instalação de *Jet Grouting,* para R =19m. 93

Fig. 83 – Deslocamentos perpendiculares aos 1º 4º e 12º anéis em função do ângulo com a vertical. 94

Fig. 84 – Assentamentos associados aos 1º 4º e 12º anéis em função do ângulo com a vertical. 94

Fig. 85 – Representação das grandezas utilizadas no Método de *Bowles* (1988). 99

Fig. 86 – Método de Bauer: (a) assentamento do solo junto à cortina; (b) variação do grau de assentamento com as propriedades do solo (adaptado de *Bauer,* 1984). 100

Fig. 87 – Diagrama de *Peck* com representação dos pontos retirados da instrumentação (círculos vermelhos). 101

Fig. 88 – Perfil de assentamentos à superfície (adaptado *Heish*, 1996). 102

Fig. 89 – Perfil de assentamentos para os diversos método empíricos e semi-empíricos. 104

Fig. 90 – Deformadas atrás do suporte (R =19m), considerando os pontos de deslocamento máximo médio e mínimo dentro de cada anel. 106

Fig. 91 – Perfil de assentamentos para *D* igual a 2 *He*. 107

Fig. 92 – Perfil de assentamentos para *D* igual a 1,75 *He*. 107

Fig. 93 – Perfil de assentamentos para *D* igual a 1,5 *He*. 107

Fig. 94 – Perfil de assentamentos para *D* igual a 1,25 *He*. 108

Fig. 95 – Representação esquemática da área de influencia em planta para: (a) escavação elíptica; (b) escavação circular; (c) escavação com um grande desenvolvimento. 109

Fig. 96 – Possível área de influência da escavação do poço do Marquês. 111

Fig. A 1 – Aparelho edométrico: (a) com anel rígido; (b) com anel flutuante (retirado de *Terzaghi*, 1948) 122

Fig. A 2 - Edómetro de Rowe 122

Fig. A 3 - Desenhos esquemáticos: parte superior do anel adaptador (a); parte inferior do anel (b); alçado do anel adaptador (c); anel de fixação (d). 125

Fig. A 4 - Conjunto de peças desenhadas (amostrador, peça fixadora, peça adaptadora). 126

Fig. A 5 - Aspecto final do edómetro de *Rowe.* 126

Fig. B 1 - Diagramas de esforços para E =10 GPa: esforço de membrana(a); esforço transverso (b); momento vertical (c); momento circunferencial (d). 128

Fig. B 2 - Diagramas de esforços para E =15 GPa: esforço de membrana(a); esforço transverso (b); momento vertical (c); momento circunferencial (d). 129

Fig. B 3 - Diagramas de esforços para E =10 GPa: esforço de membrana(a); esforço transverso (b); momento vertical (c); momento circunferencial (d). 130

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Poços verticais circulares construídos para a Linha da Baixa. Principais características (adaptado de Barreto). 6

Quadro 2 – Descrição dos deslocamentos predominantes na escavação de um poço circular. 18

Quadro 3 - Descrição dos principais aspectos associados ao suporte. 24

Quadro 4 – Parâmetros Geomecânicos utilizados nos estudos (retirado de Geodata/Normetro, 2002). 44

Quadro 5 – Equações constitutivas presentes no programa Code_Bright® (retirado de Topa Gomes, 2009). 58

Quadro 6 – Fases consideradas no cálculo para escavação da estação do Marquês. 61

Quadro 7 – Características adoptadas para os cenários idealizados..... 76

Quadro 8 – Resistências de Provetes à compressão simples e módulo de deformabilidade (retirado *de Kaidussis et al*, 2005). 89

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras Latinas

A Área da secção transversal de betão [m^2]

b Largura da secção transversal de betão [m]

c' Coesão efectiva [kPa]

d Altura efectiva da peça de betão [m]

e Índice de vazios

ei Espessura do suporte [m]

E Módulo de deformabilidade [GPa]

E_0 Módulo de deformabilidade tangente inicial [GPa]

Eur Módulo de deformabilidade descarga-carga [GPa]

f_{cd} Resistência de cálculo do betão [MPa]

f_{yd} Resistência de cálculo do aço [MPa]

H Profundidade de escavação de um poço [m]

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

K Relação entre tensões efectivas verticais e horizontais no terreno

K_0 Coeficiente de impulso em repouso do terreno

K_a Coeficiente de impulso activo do terreno

K_p *Coeficiente de impulso passivo do terreno*

n Porosidade do maciço

N Carga vertical [kN]

p' Tensão média

R Raio de escavação [m]

s Semi-soma da maior e menor tensão total principal

t Semi-diferença da maior e da menor tensão principal

u Deslocamento [m]

W Grau de alteração

w Teor em água do solo

z Cota de um ponto [m]

Alfabeto grego

Ψ Ângulo de dilatância do maciço [º]

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

δ Deslocamento [m]

ϕ' Ângulo de atrito [º]

γ Peso volúmico do solo [KN/m^3]

μ Momento reduzido em secções de betão armado

ν Coeficiente de *Poisson*

ρ Massa volúmica

ϖ Taxa mecânica de armadura

$\sigma'h$ Tensão efectiva horizontal [kPa]

$\sigma'v$ Tensão efectiva vertical [kPa]

σh Tensão total horizontal [kPa]

σv Tensão total vertical [kPa]

τ Tensão tangencial ou de corte [kPa]

Siglas

FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
LABGEO	Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MES	Método de Escavação Sequencial
MP	Metro do Porto
UPC	Universidade Politécnica da Catalunha
M-C	Modelo de Mohr-Coulomb

1
INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO E TEMAS

A construção do metro ligeiro de superfície da cidade do Porto consistiu provavelmente até à data de hoje (primeira década do séc. XXI), o último grande investimento económico/financeiro na área metropolitana do Porto. No entanto a instalação desta rede de transporte ultrapassa em grande escala, no entender do autor, a resolução da problemática acessibilidade/mobilidade presente na cidade. A implementação do Metro permitiu à cidade, em que o ensino de engenharia geotécnica ultrapassa os vinte anos, a instalação de um autêntico parque temático de magníficas e diversas estruturas geotécnicas.

Apesar de não estar à vista do cidadão comum, esta empreitada assumiu-se como uma demonstração do estado de arte a nível nacional e internacional na execução de estruturas de contenção e estações subterrâneas. Recorde-se ao leitor a estação dos Aliados com o recurso a estacas de diâmetro significativo auxiliados por ancoragens ou a estação do Campo 24 de Agosto em que a utilização de cortinas escoradas, permitiram a escavação a grandes profundidades para a construção das estações. Outros exemplos, são as estações de Salgueiros e Marquês, circunscritas a poços com formas elípticas. Estas estruturas assumem-se como distintas do usualmente feito em Portugal não só devido à forma, mas também pelo método de escavação, resultando em estruturas esteticamente curiosas para já não falar do interesse e fascínio ao nível da engenharia.

Este tipo de obra ainda muito incipiente ao nível da bibliografia associada teve no trabalho de Topa Gomes "Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na Vertical. O caso do Metro do Porto." (2008), o seu primeiro registo a nível científico. Neste trabalho são tecidas considerações acerca dos aspectos mais importantes tanto ao nível de concepção como da própria execução segundo uma visão tanto geotécnica como estrutural. O estudo executado por Topa Gomes, vasto e muito pormenorizado, apresenta um estudo paramétrico ao nível da forma, características do suporte e terreno, para além de uma modelação numérica da Estação de Salgueiros e posterior comparação, detalhada, entre os dados obtidos via numérica e os resultados da monitorização.

Este trabalho vem na continuação do estudo já desenvolvido por Topa Gomes em que são feitas considerações complementares ao estudo já desenvolvido, assim como o estudo de um caso real como é a Estação do Marquês, em que tendo presente os aspectos comuns neste tipo de obras, é avaliada a afectação da mesma aos aspectos considerados mais importantes na análise paramétrica executada por Topa Gomes.

Adicionalmente é feita uma descrição das particularidades associadas à execução de um poço elíptico segundo a Escavação Sequencial na Vertical, através da construção de um modelo numérico e do

acompanhamento técnico efectuado em obra. Permitindo desta maneira o registo de particularidades associadas a poços que permitam balizar riscos, alternativas e soluções na execução de posteriores construções com a mesma tipologia.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Este trabalho encontra-se dividido em dois grandes grupos. No primeiro é feito uma compilação dos aspectos mais importantes associados à escavação de poços circulares e elípticos segundo o Método de Escavação Sequencial e a descrição do comportamento tanto do suporte como do terreno suportado. Na segunda parte é apresentado o caso da Estação do Marquês em que é feito um estudo dos parâmetros mais condicionantes e importantes da obra em análise. Tanto ao nível da solução construtiva e posteriores trabalhos de estabilização executados como do contexto geológico em que a obra se insere.

Segmentando o trabalho em capítulos, no Capítulo 2 é feita uma descrição das intervenções em que a contenção dos terrenos foi feita com o recurso a estruturas axissimétrias. Este levantamento possui tanto um âmbito nacional como internacional, mais especificamente no Brasil onde seu uso já é mais vasto.

No Capítulo 3 procede-se à primeira abordagem a estruturas deste tipo (axissimétricas), com a análise do suporte instalado e da deformação a que o maciço é sujeito, assim como a percepção do possível efeito do atrito existente entre o solo e a parede do suporte.

O Capítulo 4 é dedicado à descrição exaustiva da Estação do Marquês, do processo construtivo e implicações a nível geotécnico, com o recurso à instrumentação instalada. Neste Capítulo o leitor é elucidado sobre o comportamento geral da obra assim como dos principais fenómenos geológicos e estruturais captados pela instrumentação.

Com a execução de um primeiro modelo, no Capítulo 5 são executados cálculos numéricos que permitam não só a justificação dos parâmetros a utilizar em cálculos posteriores assim como a percepção de fenómenos não visíveis com a instrumentação. Em seguida são executados três estudos complementares abrangendo não só certas indeterminações ao nível da deformabilidade do betão e do solo assim como eventuais carregamentos nas imediações da escavação. Na parte final do capítulo é apresentado um modelo contemplando a totalidade da escavação com o objectivo de inferir a influência da quebra de simetria das condições geotécnicas, materializada em obra por uma falha sub-vertical. Este modelo tornará também possível a modelação das colunas de *Jet Grouting*, solução de tratamento do solo utilizada em obra para a limitação das deformações.

No último capítulo será feita uma revisão dos correntes métodos de previsão de assentamentos ao caso da Estação do Marquês. Tomando um conjunto de dados obtidos pela instrumentação será feito uma tentativa de aproximação de um dos métodos, a casos de escavações com forma elíptica.

Na parte final da tese, para além de se referir as principais conclusões obtidas do trabalho apresenta-se as perspectivas de desenvolvimento futuro referindo-se a descrição, em anexo, da peça desenhada pelo autor com o âmbito do estudo de solos não saturados, aspecto também importante na fenomenologia associada à escavação sequencial.

2

ENQUADRAMENTO DA APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL EM POÇOS

2.1. BREVE DESCRIÇÃO DO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL

O método de escavação utilizado para a execução tantos dos poços de Salgueiros como Marquês resulta de uma adaptação do método de escavação sequencial tão bem conhecido e utilizado na construção de obras subterrânea (NATM), em que o conjunto de tarefas sequenciais permanece igual assim como o tipo de contenção mudando simplesmente o eixo de escavação, passando este a ser vertical.

O recurso a este método de escavação permitiu a ampliação de possibilidades, tanto na forma como nas dimensões dos poços a escavar. Tipicamente um poço possui um âmbito maioritariamente temporário que permita a realização de fundações, a drenagem de terrenos mais profundos ou que forneça acesso à escavação de outras obras subterrâneas. Esta tipologia foi completamente abandonada no projecto do Metro do Porto em que a realização de poços em terreno menos "capaz", com formas completamente diferentes, mais amplas e atingindo profundidades consideráveis, permitiram desde logo, na fase de projecto, ter em conta as necessidades volumétricas das obras não esquecendo a maior liberdade na execução dos projectos e optimização de diversos aspectos na execução da escavação em si.

A escavação sequencial consiste, como o próprio nome indica, na escavação de forma contínua, tanto em planta como em profundidade, intercalada com a instalação da forma mais célere quanto possível do suporte provisório ou primário. O processo inicia-se à cota da superfície com a instalação de um elemento de maior rigidez (viga de coroamento) que associada com a sua forma em planta (parcialmente circular) permite a obtenção de uma maior rigidez dos primeiros metros de escavação. A viga de coroamento possui normalmente dimensões em corte bastantes superiores ao suporte instalados nos diversos níveis. Devido às pequenas deformações os esforços de flexão assumem um papel condicionante na deformação do próprio suporte, este elemento permite também uma distribuição mais homogénea de eventuais carregamentos pontuais próximos da escavação, como a deposição de materiais ou a circulação de viaturas.

Com a instalação da viga de coroamento procede-se então à escavação dos anéis subsequentes, a profundidade e largura (em planta) associadas a cada um dos mesmos depende das características maciço. Mais explicitamente da sua rigidez e estabilidade em fase não suportada, da dimensão em planta em obra. Para além destes factos é necessário satisfazer certos requisitos relativamente a deformações no suporte ou assentamentos na área em planta afectada pela escavação.

Após a escavação dos anéis é importante a aplicação, a mais rápida possível, do suporte de modo a permitir a conservação das características de rigidez e resistência do maciço. O suporte consiste basicamente em betão projectado com ou sem fibras de modo a obter uma maior resistência por parte deste. A instalação tanto do suporte temporário como a execução do suporte final obriga a um grande cuidado e experiência por parte dos intervenientes, de modo a garantir um suporte resistente logo nos primeiros dias de vida assim como uma continuidade estrutural. Em certos casos as espessuras de betão variam com a profundidade de modo a obter uma solução mais competitiva com a homogeneização de tensões no terreno e esforços e deformações no suporte.

2.2. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL

2.2.1. APLICAÇÃO NO "ESTRANGEIRO"

O método aqui apresentado não se assume como novidade na América do Sul, mais precisamente em São Paulo. Nesta cidade a expansão das Linhas 2 e 4, afectas ao Metro da cidade, algumas das estações e poços de apoio foram construídos de acordo com esse princípio. A definição da tipologia de cada um destes poços é condicionada pelas condições técnico-económicas a que estão associadas, refira-se por exemplo a área em planta disponível, a minimização de sobreescavações ou mesmo a execução das fases de escavação em intervalos de tempo diferentes. Dois exemplos da introdução do método de escavação sequencial a obras subterrâneas são as estações de Vila Prudente e Óscar Freire, em que foram construídos poços de acesso circulares de 20 m e 50 m de diâmetro, respectivamente (Fig. 1).



Fig. 1 – Exemplos da Aplicação do Método de Escavação Sequencial no Metro de São Paulo, à esquerda – Estação Vila Prudente; à direita estação de Óscar Freire (Topa Gomes, 2009).

Outro exemplo é o poço de Belas Artes (Fig. 2), cujo objectivo era novamente o de permitir acesso à estação, neste caso a Estação Paulista. Neste caso o poço foi executado de forma faseada com a escavação de dois poços elípticos secantes e a construção de vigas na secção central do poço em planta assegurando o correcto contraventamento da estrutura.



Fig. 2 – Poço Belas Artes; Metro de São Paulo (Topa Gomes, 2009).

Na Fig. 3 é ainda ilustrado um caso mais complexo consistindo na intersecção de 3 elipses agora contraventadas por 2 conjuntos de vigas espaçadas longitudinalmente.



Fig. 3 – Poço Estação da Luz, linha 4 do Metro de S. Paulo (Topa Gomes, 2009).

2.2.2. APLICAÇÃO EM PORTUGAL

A importação para Portugal do *know-how* relativo ao Método de Escavação Sequencial, deveu-se à contribuição da empresa de consultadoria brasileira *CJC Engenharia*, que com a experiência adquirida no Metro de São Paulo permitiu a sua aplicação em Portugal em duas fases, primeiro no Metro de Lisboa com a Estação da Ameixoeira e posteriormente no Metro do Porto.

O contributo da empresa projectista no Metro de Lisboa passou apenas pela execução de poços de pequenas dimensões com o objectivo de constituir, temporariamente, um local de início para o avanço

da tuneladora enquanto a nível definitivo passou pela execução de diversos poços de ventilação (Rossio, Duque de Cadaval, Corpo Santo, Marinha, Largo da Biblioteca e Rua do Arsenal) -Quadro 1- e finalmente em 2002, com escavação do poço associado à Estação da Ameixoeira (Fig. 4).

Quadro 1 – Poços verticais circulares construídos para a Linha da Baixa. Principais características (adaptado de Barreto).

Designação	Diâmetro (m)	Profundidade (m)	Método Construtivo
Poço Largo da Biblioteca	9,52	45,00	NATM com avanços de 1m
Poço do Rossio	19,50	15,50	Paredes moldadas com 0,6m de espessura
Poço da Marinha	22,00	27,00	Paredes moldadas até ao Miocénico com 0,6m de espessura; NATM até ao fundo do poço; tratamentos *Jet-Grouting*
Poço Corpo Santo	9,60	22,00	Paredes moldadas
Injecções de compensação	~7	~8 a 10	-



Fig. 4 - Estação da Ameixoeira (retirado de *http://www.sae.eng.br/espanol/projetos/lisboa1.htm*).

Este poço circular (Fig. 4) executado a partir de uma viga de coroamento previamente betonada, possui um diâmetro 40,2 m atingindo uma profundidade de 22 m. A execução consistiu então na

escavação sequenciada em que a estrutura de contenção provisória era constituída por betão projectado, de espessura variável, sobre uma malha electrossoldada. O poço em si foi criado com o objectivo de albergar tanto as áreas de circulação dos utilizadores assim como diversas instalações técnicas.

Quanto aos projectos no Metro do Porto, são dois os que mais se destacam: Estação do Marquês e Estação de Salgueiros ambas pertencentes à Linha Amarela

A estação de Salgueiros, à semelhança do já visto na linha de São Paulo, apresenta-se como a intersecção de duas elipses, cujo contraventamento é feito com a instalação de uma viga transversal de grandes dimensões (2 m de altura e 1,60 m de largura) ligados a dois "pilares" (3,30 m de diâmetro) (Fig. 5), permitindo deste modo garantir a estabilidade da progressiva escavação em profundidade. Esta obra destacou-se pela sua grande área em planta (80 m por 40 m) sendo ainda objecto de inúmeros estudos tanto do processo de construção a que está associado como da reologia do terreno em que se insere (França *et al*., 2006; Topa Gomes, 2008 e Topa Gomes *et al*., 2008).



Fig. 5 – Conclusão da escavação da Estação de Salgueiros (Topa Gomes, 2009).

O primeiro poço de grandes dimensões executado no Porto foi o afecto à estação do Marquês (Fig. 6) que apesar de possuir uma estrutura relativamente semelhante a inúmeros poços anteriormente projectados pela *CJC Engenharia e Projectos*, possui pormenores que a tornam única, desde a necessidade de conservação do património ambiental centenário até a restrições de ordem técnica e financeira. No entanto o grande marco nesta obra passou pela escavação simultânea tanto em solo residual como em rocha alterada, dado a estação ter a sua localização sobre uma falha sub-vertical (previamente identificada). Este facto levou a que a obra se procedesse em dois cenários completamente distintos, que em acréscimo com os inúmeros edifícios antigos levou a uma instrumentação e monitorização cuidada da obra em questão (Andrade *et al*, 2008).



Fig. 6 – Construção dos pisos técnicos do poço elíptico da Estação do Marquês (cedido por Pedro).

Refere-se ainda a aplicação desta tipologia a poços de acesso para a construção de outras estações no âmbito do metro do Porto, como são o caso das estações do Bolhão, Combatentes e Faria Guimarães. Este tipo de poços evidencia parte das vantagens associadas ao Método de Escavação Sequencial com a realização deste tipo de poços com menores dimensões e custos e durações reduzidos, permite o aumento do número de frentes de escavação para a realização de obras subterrâneas.



(a) (b)

Fig. 7 - Poços de Acesso às estações do Bolhão (a) e Faria Guimarães (b). (Topa Gomes, 2009).

3

COMPORTAMENTO DE POÇOS CIRCULARES PELO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL

3.1. INTRODUÇÃO

3.1.1. ENQUADRAMENTO

Este estudo inicial tem como objectivo uma primeira aproximação ao estudo de poços elípticos construídos segundo o Método de Escavação Sequencial.

O objectivo deste cálculo inicial será um primeiro contacto com a fenomenologia associada a este tipo de escavação e respectiva obra de contenção, recorrendo a dois programas de cálculo: *Plaxis*®, baseado no método de elementos finitos criado para problemas de cariz geotécnico; *Code_Bright*® programa também baseado no mesmo método, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia do Terreno, Cartografia e Geofísica da Universidade Politécnica da Catalunha com um âmbito bem mais abrangente.

Devido ao facto de esta metodologia de construção ser relativamente recente, as referências bibliográficas existentes não são de modo algum suficientes para apurar de forma clara todos os aspectos relevantes da construção deste tipo de estruturas assim como o método de escavação associado. Apesar do afirmado, refere-se um trabalho recente: "Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na Vertical – O Caso do Metro do Porto" (Topa Gomes, 2008), como a primeira tentativa na compreensão de forma abrangente deste tipo de problema.

Como introdução aos problemas de carácter axissimétrico será idealizado um poço circular instalado num solo uniforme com parâmetros resistentes típicos de um solo residual do Porto. Sendo o estado de deformação e tensão facilmente conseguido com uma formulação axissimétrica em que o corpo e respectivas acções interiores e exteriores actuantes, são possíveis de serem geradas através da rotação de uma secção em torno de um determinado eixo de simetria. A acção da gravidade é predominante nestes casos sendo o eixo de simetria, normalmente, vertical, como se vê na Fig. 8.

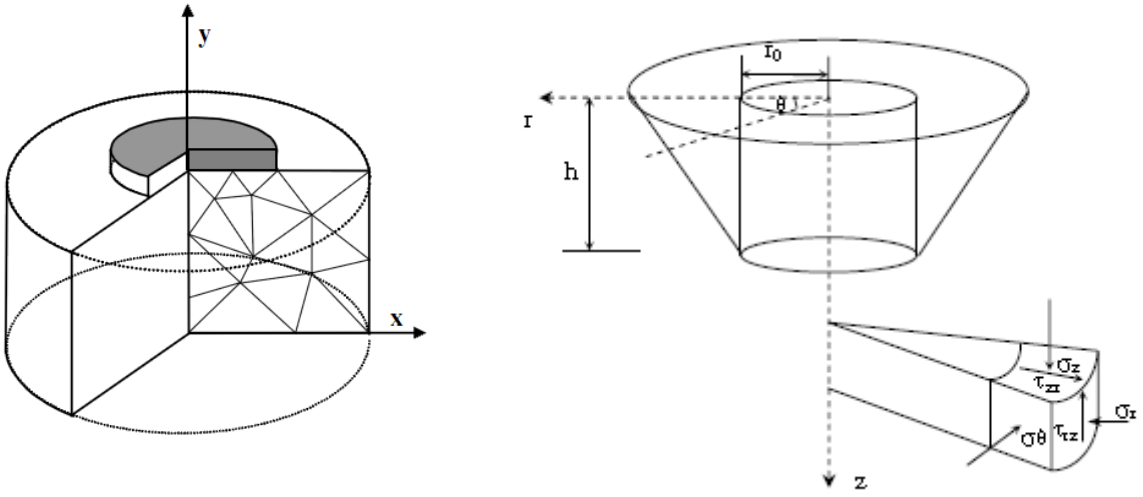
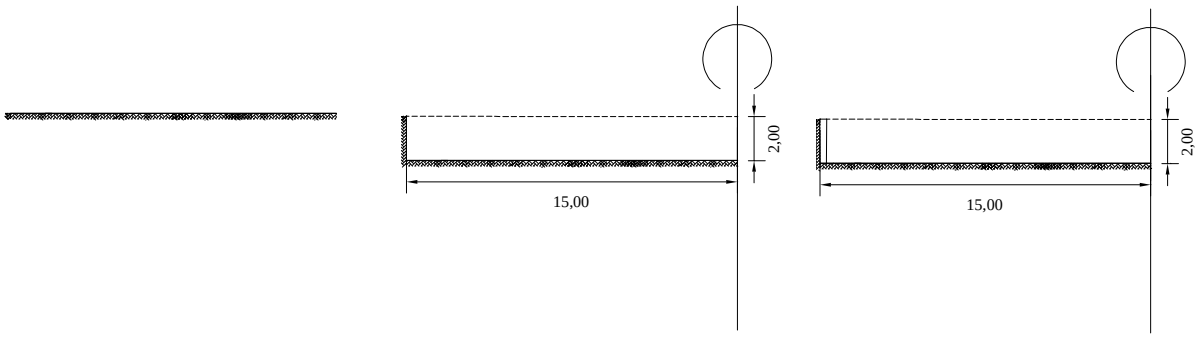


Fig. 8 – Representação de um problema axissimétrico (*Bringkgreve et al., 2004* e *Liu et. al, 2008*).

3.1.2. SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO

Os princípios fundamentais deste tipo de escavação prendem-se com a realização de pequenos avanços de escavação e a colocação, o mais rapidamente possível, do suporte provisório. Dependendo da dimensão em planta a escavação do anel poderá ser realizada de forma sequencial ou faseada. No caso da Estação de Salgueiros a sua grande dimensão em planta permitiu a escavação de quatro frentes simultâneas resultando em menores tempos de escavação enquanto no caso do Marquês foram apenas utilizadas duas frentes cuja largura de escavação de uma e outra face foram muito distintas devido às características do maciço (maciço rochoso e solo).

Nos modelos realizados ao longo do trabalho não será considerado um faseamento diferenciado em planta, considerando-se então uma escavação total do patamar antes da colocação do suporte. Neste caso, o processo será constituído por vinte etapas referentes à escavação de um volume de terras de dimensões em planta igual ao diâmetro considerado e uma altura de 2 m seguida por uma fase de estabilização subsequente com a instalação de um "placa" de betão projectado na face vertical exposta com a escavação anterior (Fig. 9).



Estado de repouso | 1ª fase (escavação) | 2ª fase (betonagem)

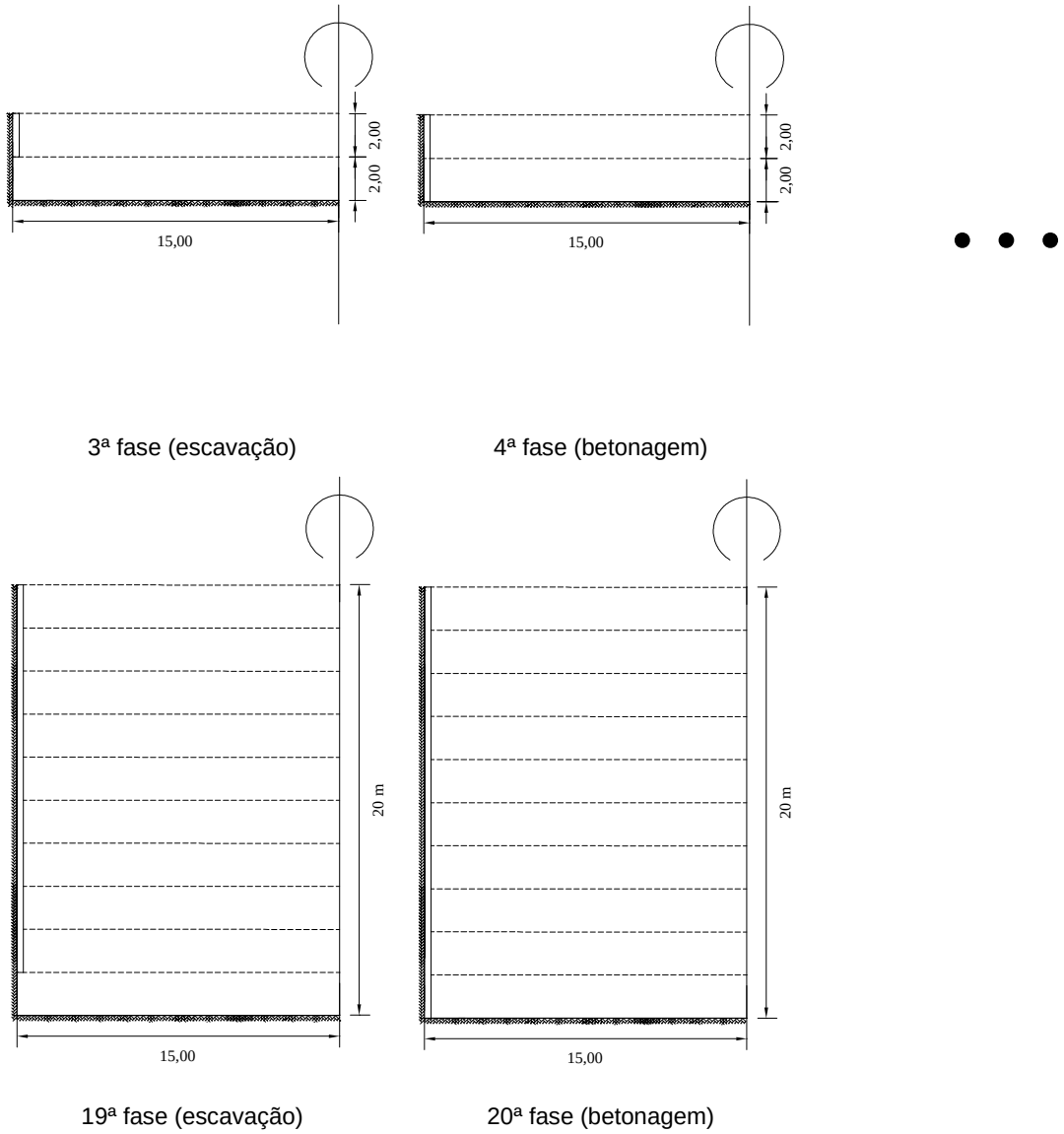


Fig. 9 – Encadeamento das fases constitutivas do cálculo inicial

3.1.3. CARACTERIZAÇÃO DO CONTEXTO GEOLÓGICO

As características adoptadas para o solo em que será executado o poço foram retiradas de estudos referentes à caracterização de solos residuais do granito do Porto (Viana da Fonseca, 1996; Viana da Fonseca *et al*, 1997; Topa Gomes, 2008).

Considerando como critério de rotura do tipo *Mohr-Coulomb* opta-se por um ângulo de atrito (ϕ') de 35º, relativamente baixo para um solo em que este parâmetro pode atingir os 45º, enquanto para a coesão (*c'*) é adoptado o valor de 20 *kPa*. Para o módulo de elasticidade (*E*) é considerado um valor à volta dos 50 *MPa,* assumindo este valor independente da profundidade. O coeficiente de *Poisson* (ν) será 0,3 enquanto o peso volúmico (γ) igual a 18,2 kN/m^3.

Como sugerido por Topa Gomes (2008), o estrato de solo mais alterado será empregue apenas até aos 25 m de profundidade, ou seja, 5 m abaixo da última parcela de escavação. A partir deste ponto será considerado um estrato menos alterado com um módulo de elasticidade igual a 1 *GPa*.

Relativamente à estrutura de constituída por betão projectado foi convencionada uma espessura de 0,3 m com um peso volúmico de 25 kN/m^3 e um modo de elasticidade de 30 *GPa*.

O cenário hidrológico assumido (drenado) é mais pejorativa para escavações não suportadas quando comparada com uma condição saturada. No entanto, tal resulta de na obra propriamente dita haver uma redução sucessiva do nível freático à medida de que a escavação se processa.

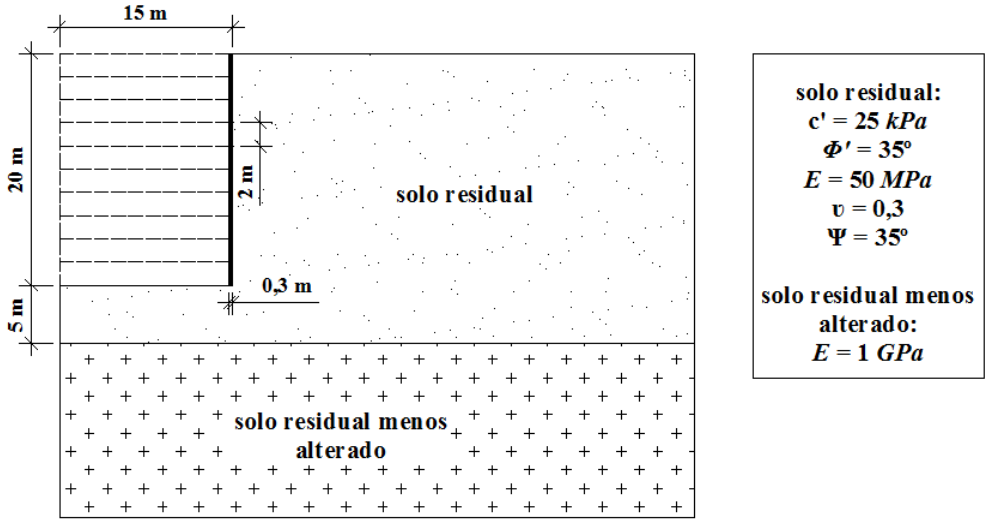


Fig. 10 - Representação dos parâmetros adoptados para o terreno

3.1.4. MODELO DE MOHR-COULOMB

A utilização de um critério de rotura em que é considerado um módulo de deformabilidade constante como no critério de rotura de *Mohr-Coulomb* (*M-C*) acarreta imprecisões nos deslocamentos e esforços associados a escavações. Como é fácil de entender um corpo, neste caso o solo, comporta-se de maneira distinta quando sujeito a um patamar de tensão alto ou a um patamar de tensão mais baixo.

Explanando de uma maneira mais exacta, o modelo *M-C* (Fig. 11) possivelmente o modelo mais utilizado nas análises de problemas geotécnicos, simula de forma aceitável o comportamento do solo em condições drenadas, no entanto na obtenção do comportamento tensão *versus* deformação do solo, os resultados não se assumem tão fidedignos, que associados à dificuldade de obter parâmetros fiéis relativos à rigidez do solo poderão levar a incertezas incomportáveis para optimização deste tipo de obras.

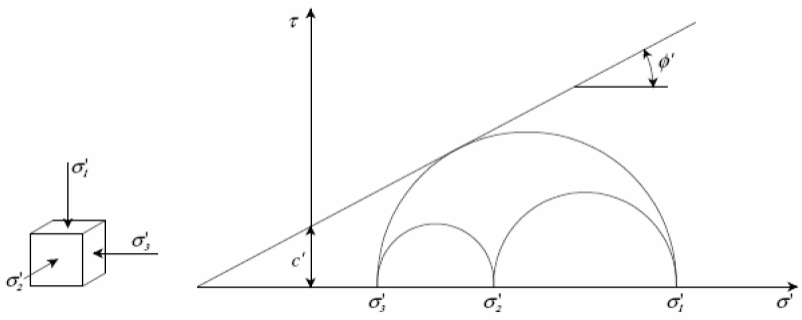


Fig. 11 – Critério de rotura de Mohr-Coulomb (adaptado de Vermeer *et al*., 1999).

O Modelo de M-C admite que a resposta do solo é perfeitamente elástica até à rotura, em que o solo deixa de exibir qualquer tipo de rigidez com a geração de deformações plásticas sem incrementos de tensão significativos, ou seja, o critério assume-se como um modelo elasto–perfeitamente plástico.

O comportamento elástico é definido de forma linear pela Lei de *Hooke* através da determinação de dois parâmetros: módulo de *Young* (*E*) e coeficiente de *Poisson* (*v*), a escolha do primeiro valor em função de o modelo ser referente a um solo que exiba uma elasticidade linear perfeita (E_0) ou na maioria dos casos em que o solo apresenta um comportamento não linear opta-se por um valor corresponde à secante a 50% da carga de rotura como se demonstra na Fig. 12.

Em grande parte das intervenções geotécnicas em que ocorre um "descarregamento" do terreno há a necessidade de considerar o módulo de descarga-carga (E_{ur}) sendo neste caso (escavação) considerado igual ao de carga.

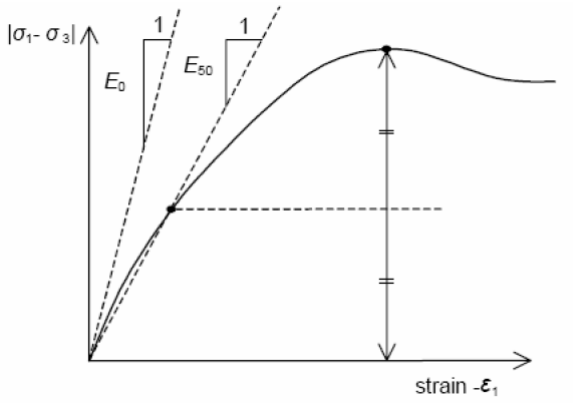


Fig. 12 – Definição dos módulos de deformabilidade: tangente (E_0); secante (E_{50}) (adaptado Vermeer *et al*.,1999).

Quanto ao comportamento plástico a obtenção a função de cedência é fixa, ou seja, independente da deformação plástica a que o solo se encontra sujeito sendo definida pela expressão:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \qquad (1)$$

em que τf representa a tensão tangencial na faceta de rotura enquanto σ_f a tensão normal na mesma faceta. É usual a representação do critério no espaço de tensões σ'-τ como se mostra da Fig. 12, em que o do ângulo de atrito (ϕ') e eventual coesão (c') permitem definir a superfície de rotura, que associando ao ângulo de dilatância (ψ) possibilita ter em conta variações irreversíveis de volume devidas à plastificação do ponto material, ou seja, define a superfície de potencial plástico.

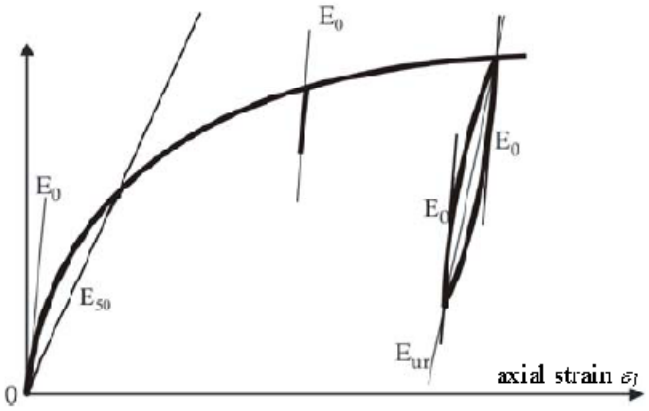


Fig. 13 - Comportamento de um solo em ensaio triaxial sujeito a pequenas deformações (adaptado de *Truty*, 2008).

A relação entre a envolvente de rotura ou a superfície de rotura e a direcção do vector da deformação plástica constituída pelas deformações de corte e volumétricas é dada pela Lei de Fluxo ou Lei de Escoamento Plástico. Quando o vector de deformações plásticas é normal à superfície de cedência a Lei de Fluxo é definida por uma envolvente de potencial plástico coincidente com a envolvente de rotura ($\psi = \phi'$), considerando então que o modelo possui plasticidade associada. No caso das argilas em que a dilatância é negativa, o comportamento plástico rege-se por uma lei não associada, nestes casos o ângulo de dilatância é diferente do ângulo de atrito. O critério de M-C admite resistência à tracção, no entanto desprezar-se-á tal efeito.

Grande parte dos solos não exibe de forma alguma um comportamento elástico linear, pois mesmo quando são sujeitas a pequenas deformações existe uma parcela de deformação não recuperável. À medida que o solo é sujeito a cargas superiores há cada vez maiores perdas de rigidez do solo com deformações plásticas cada vez maiores (Fig. 13). A modelação do comportamento de um ponto material no caso de escavação não é de todo conseguida tanto em ramo elástico como em ramo plástico. Isto porque o solo apresenta um comportamento não linear resultante da variação do módulo de deformabilidade em função do nível de deformação a que está sujeito. Para além deste facto a rigidez do solo aumenta com a profundidade uma vez que depende da tensão efectiva de repouso, do nível de tensão bem como da trajectória de tensões seguida uma vez que é maior no descarregamento e em segunda carga do que em primeira carga. Por isso, na escolha do valor da rigidez deve ter-se em atenção não só o nível de tensão envolvido como a trajectória de tensões seguida.

Nos solos residuais a rigidez é ainda dependente da estrutura do solo pelo que também esse factor deve ser considerado na selecção do módulo de deformabilidade (Rios Silva, 2007). Nesse tipo de problemas a opção deverá passar pela utilização de um modelo de dupla rigidez como o modelo de *Hardening-Soil* (*Shanz, Vermeer e Bonnier*) em que para além de ter em conta a variação da rigidez do solo em função da deformação respectiva, permite reproduzir os fenómenos de densificação, dilatância e plastificação por parte do solo.

3.2. CÁLCULO INTRODUTÓRIO

3.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS RELATIVAS AO CODE_BRIGHT®

Neste ponto será analisado o comportamento em regime de escavação de um poço circular, de modo a permitir uma posterior comparação entre os resultados obtidos pelos dois programas, assim como o

tecer de algumas considerações no que à definição das malhas e à problemática 2D *versus* 3D diz respeito.

O programa a utilizar, *Code_Bright*® foi desenvolvido pelo Departamento de Engenharia do Terreno, Cartografia e Geofísica da Universidade Politécnica da Catalunha (Olivella *et al*., 1996; Vaunat & Olivella, 2002). Este possui a sua interface no recurso ao *Gid*®, programa de pré e pós processamento também criado na Catalunha.

Como será do conhecimento do leitor o programa aqui proposto não é de forma alguma tão referenciado e conhecido como o *Plaxis*®, a causa será possivelmente o facto de este, desenvolvido pela empresa com o mesmo nome, surgiu no início da década de noventa (*Vermeer*, 1990) com o principal objectivo de ser comercializado e difundido pelos mercados afectos à engenharia geotécnica. Enquanto o *Code_Bright*® possui um espectro de aplicação mais vasto permitindo tanto a resolução de problemas mecânicos, hidráulicos e térmicos, permitindo não só a sua utilização no campo investigacional mas também em problemas geotécnicos de grande impacto.

Topa Gomes (2008) teceu diversas considerações relativamente à optimização dos programas *Code_Bright*® e Gid® aplicado à simulação de poços segundo o método de escavação sequencial a 3D quando comparado com o cálculo axissimétrico a 2D. Fica evidente que devido à limitação do número de nós/elementos da malha tridimensional a malha será menos refinada do que desejável, levando então a alterações nos resultados obtidos, como são os esforços na estrutura de contenção ou os deslocamentos sofridos pelo terreno adjacente à escavação.

O programa *Code_Bright*® não prevê a problemática associada à interface entre a estrutura e o solo, optando-se então pela inclusão de outro programa de cálculo neste caso o *Plaxis*® em que seja possível simular tal aspecto.

No *Code_Bright*® é possível a utilização de malhas constituídas por elementos triangulares (por defeito), quadrangulares ou a sua combinação numa mesma malha. Devido à existência de apenas um ponto de *Gauss* por elemento triangular os cálculos serão todos executados apenas com elementos quadrangulares permitindo também deste modo que a ponte para os problemas a 3 dimensões seja mais clara, já que neste cálculo se utilizarão elementos de volume de oito pontos nodais.

Um dos objectivos iniciais será a obtenção de uma malha constituída por elementos quadrangulares que recorrendo a um número inferior de nós e elementos permita não só a obtenção de resultados mais próximos dos reais assim como a redução do tempo de computação de modo a que seja possível a obtenção de uma posterior malha tridimensional optimizada. Os resultados obtidos por Topa Gomes (2008) recorrendo à malha do cálculo designado como Cálculo Base (CB) foram utilizados como barómetro relativamente à adequabilidade dos resultados produzidos.

Os objectivos de maior peso passam pela percepção de quase toda a fenomenologia associada a uma escavação axissimétrica assim como a compreensão da problemática da análise do problema em 2D e 3D de modo a ser possível fazer a ponte posterior para problemas em que a forma do poço passa a ser elíptica.

3.2.2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS RELATIVAS AO *PLAXIS*®

No *Plaxis*® contrariamente ao *Code_Bright*® existe a opção de introdução de elementos de junta permitindo então a quantificação da interacção entre a estrutura de contenção e o solo envolvente. Estes elementos de espessura nula permitem a quantificação dos deslocamentos tangenciais relativos

entre o material e a estrutura permitindo também a consideração de características próprias do solo perto da interface, possível em algum modelos de comportamento tal como o *Hardening-Soil*.

Neste caso tendo ciente a utilização do Modelo *M-C* os deslocamentos relativos são de pequena importância, sendo estes distinguidos em elásticos e/ou plásticos em que nos primeiros ocorrem apenas movimentos de pequena magnitude recuperáveis enquanto no segundo caso há a possibilidade de ocorrerem de deslizamentos permanentes. O cumprimento da Eq.1 por parte da tensão de corte permitirá classificar o tipo de deslocamento.

Na definição da malha foram utilizados elementos triangulares de 15 nós e 12 pontos de *Gauss* em detrimento dos também possíveis elementos triangulares com 6 pontos nodais e 3 pontos de *Gauss*. A malha possui 903 elementos, 2055 nós e 2712 pontos de *Gauss*, sendo esta obtida por defeito procedendo-se a um aperto geral da mesma. Foram ainda introduzidos elementos de junta na face anterior e posterior do paramento de betão projectado.

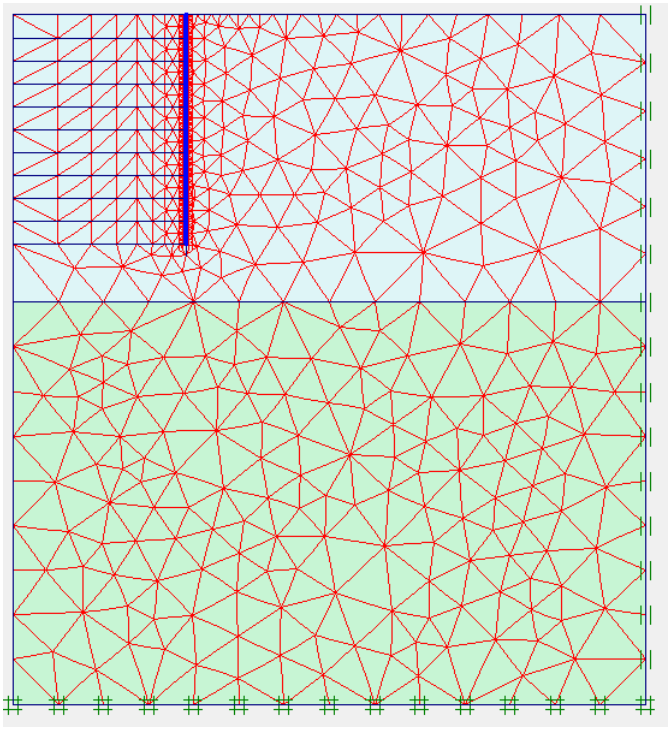
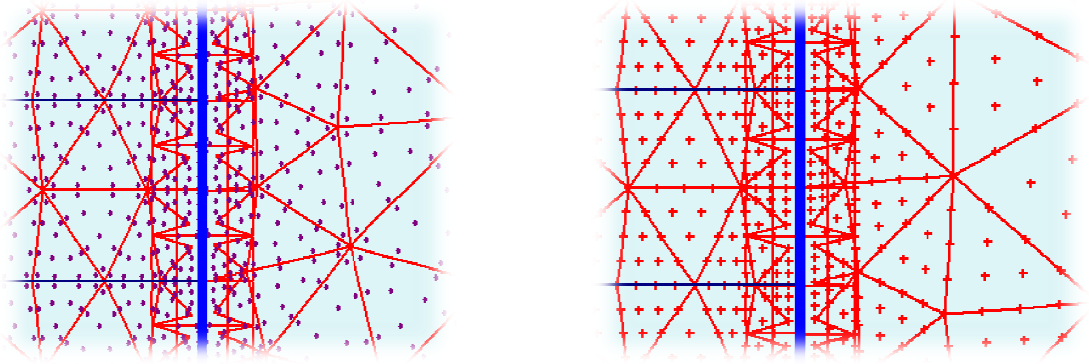


Fig. 14 - Aspecto da malha usada no Plaxis®.



(a) (b)

Fig. 15 - Representação dos elementos de junta: (a) nós de deslocamento; (b) pontos de *Gauss*.

3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DO CÁLCULO INTRODUTÓRIO

3.3.1. CONSIDERAÇÕES

Neste ponto serão analisados os aspectos mais importantes referentes à execução de uma escavação, em condições axissimétricas. Neste tipo de escavação semelhante ao NATM há o aproveitamento da resistência do maciço como forma de escavar durante um certo período de tempo, sendo aplicado betão projectado de forma a reduzir e a controlar as deformações, o que se apresenta como uma metodologia bastante distinta da utilizada para poços convencionais de pequenos diâmetros e a grandes profundidades executados de forma contínua e com a instalação do suporte a ser feita antes ou depois da escavação.

Os resultados agora apresentados foram já descritos então e amplamente discutidos por Topa Gomes (2008). Este ponto não tem como objectivo a repetição do observado, mas sim uma melhor sistematização, no entender no autor, dos inúmeros conceitos e constatações feitas anteriormente para além do acrescento de novos aspectos como a problemática da interacção suporte/maciço.

3.3.2. DEFORMAÇÃO DO MACIÇO

Como na maior parte dos problemas de sustentação de terras os intervenientes principais são dois: o maciço propriamente dito e a estrutura de suporte. No caso do maciço, as deformações resultam da modificação do estado de tensão inicial de cada ponto que constitui o maciço escavado. Nesta primeira análise, tal alteração resultará apenas da escavação dos sucessivos patamares que em relação à profundidade em análise traduz-se em variações de tensão distintas e, por consequência, um comportamento de deformação distinto ao longo das etapas de escavação.

Os deslocamentos analisados prendem-se com a face vertical e base de escavação, assim como os associados ao terreno adjacente à escavação (Fig. 16). No Quadro 2 são apresentadas as principais características associadas ao movimento do maciço.

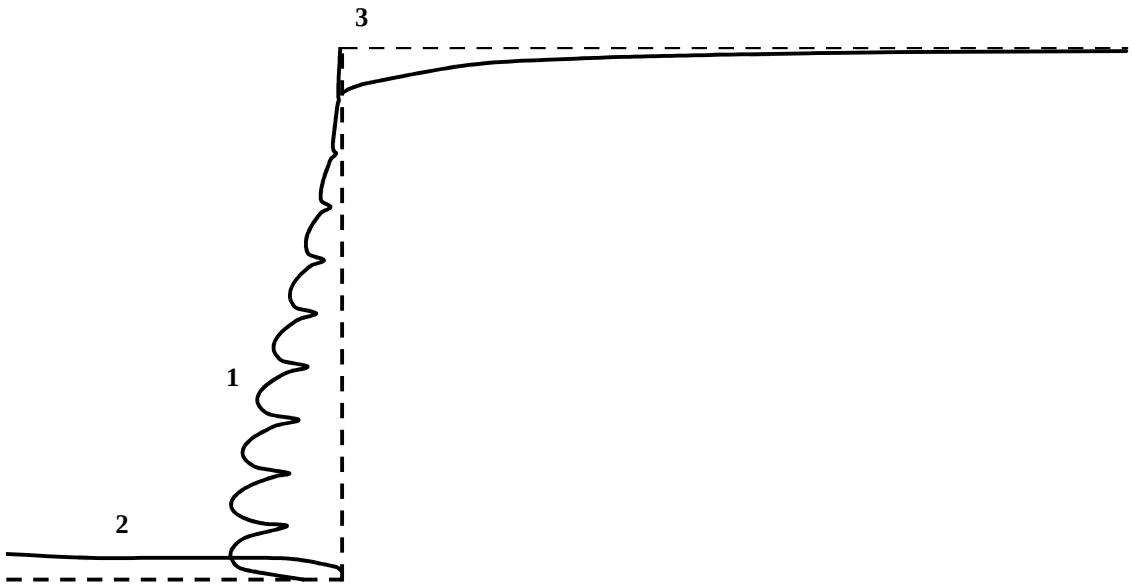


Fig. 16 – Representação esquemática e global dos principais deslocamentos na escavação de um poço.

Quadro 2 – Descrição dos deslocamentos predominantes no modelo de cálculo da escavação de um poço circular.

Localização	Tipo de deslocamento	Descrição
Face vertical de escavação (1)	Vertical	Predominantemente dirigido para baixo na parte superior da escavação
		A maiores profundidades verifica-se a inversão do sentido, devido ao efeito de empolamento produzido pela escavação do poço
	Horizontal	Deslocamentos semelhantes no 1º anel de escavação
		Aumento em profundidade tanto do deslocamento máximo como do mínimo em cada anel de escavação
		Grande variação dentro de cada anel de escavação
		Comportamento local de cada anel semelhante a uma viga simplesmente apoiada
		Deslocamento máximo associado à penúltima escavação
		Deslocamentos relativamente pequenos
		Incrementos importantes no anel escavado e no imediatamente acima
Base de escavação (2)	Vertical	Homogéneos em função da distância à face de escavação
		Deslocamentos de sentido ascendente
Superfície adjacente à escavação (3)	Assentamento	Perfil de deslocamentos com forma parabólica
		Significativos até uma distância atrás do suporte de valor semelhante ao raio de escavação

Dos perfis de deslocamentos apresentados, os de deslocamentos horizontais possuem uma vertente global de deformação, em que considerando os pontos de base dos diversos patamares de escavação são visíveis incrementos importantes de deslocamentos até à base do penúltimo patamar de escavação. Para além da vertente global existe também uma local importante, pouco característica das estruturas de suporte mais correntes. Explicitando, é notória uma deformação dentro de cada anel semelhante a uma viga simplesmente apoiada. A justificação para tal, assim como, para todos os restantes deslocamentos, está associada ao facto de que a variação de tensão em cada ponto do maciço, conduz à deformação do mesmo, de modo a atingir-se o equilíbrio do sistema, ou seja, as deformações do solo estão intimamente ligadas ao estado de tensão a que cada ponto material está sujeito.

O primeiro aspecto, então a ter em conta neste tipo de obra é o sucessivo alívio de tensões à medida que a escavação avança em profundidade. Este alívio de tensões principalmente verticais na base de escavação e horizontais na face de escavação induz obviamente deformações no maciço escavado, no entanto devido a mecanismos de transferência de tensão abaixo esquematizados, assim como ao efeito

ligado ao equilíbrio axissimétrico, tanto no maciço como no suporte tais deslocamentos são relativamente reduzidos.

Os deslocamentos ocorridos em determinado ponto no maciço podem ser divididos em dois momentos: aquando da escavação do anel (a que está associado) e aquando da escavação do anel imediatamente a baixo (Fig. 17).

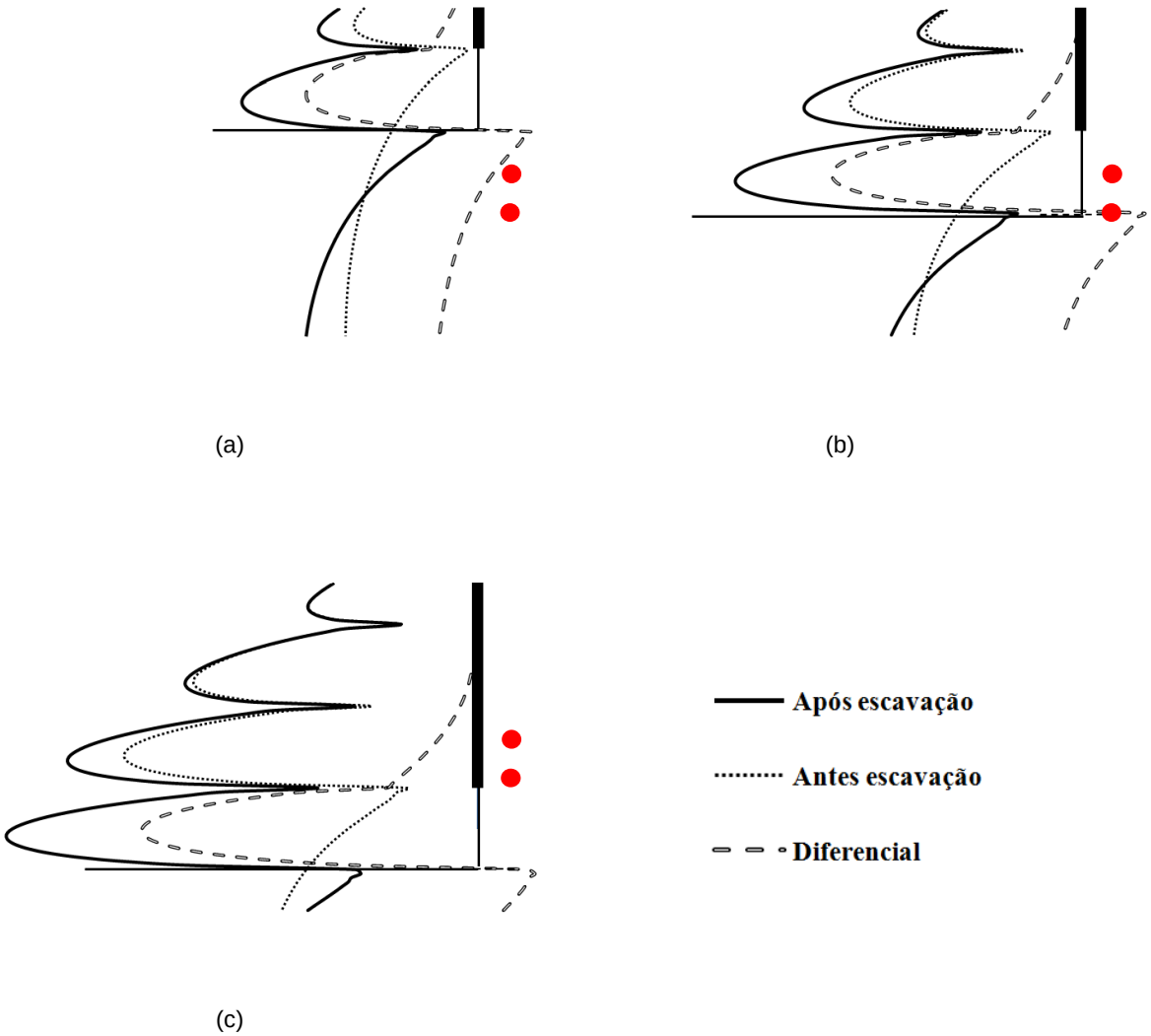


Fig. 17 – Andamento dos deslocamentos em dois pontos do maciço atrás do suporte: (a) escavação anterior ao anel em análise; (b) escavação do anel em análise; (c) escavação do anel posterior ao analisado.

A abertura do painel, ou seja, o desconfinamento do terreno, constitui naturalmente a fase que mais contribui para a amplitude da deformação. À medida que a profundidade de escavação aumenta o contributo relativo da fase seguinte de escavação é cada vez mais importante, de tal modo, que os deslocamentos máximos ocorrem na antepenúltima fase de escavação ao contrário de escavações com menores profundidades (Topa Gomes, Variação da Altura de Escavação). A justificação para esta ocorrência passa pela identificação de um fenómeno de transferência de tensões do maciço desconfiando, (logo mais deformável) para pontos com maior rigidez relativamente próximos como o

solo abaixo da escavação ou já suportado pelo betão projectado. Como o alívio de tensões é cada vez maior também o efeito de arco assume um papel mais preponderante que se traduz então numa maior transferência e logo em maiores deformações.

A diferença de rigidez entre os topos e a zona central será então a justificação da diferença de deslocamentos entre estes pontos, tal como facto de o deslocamento mínimo crescer também em profundidade.

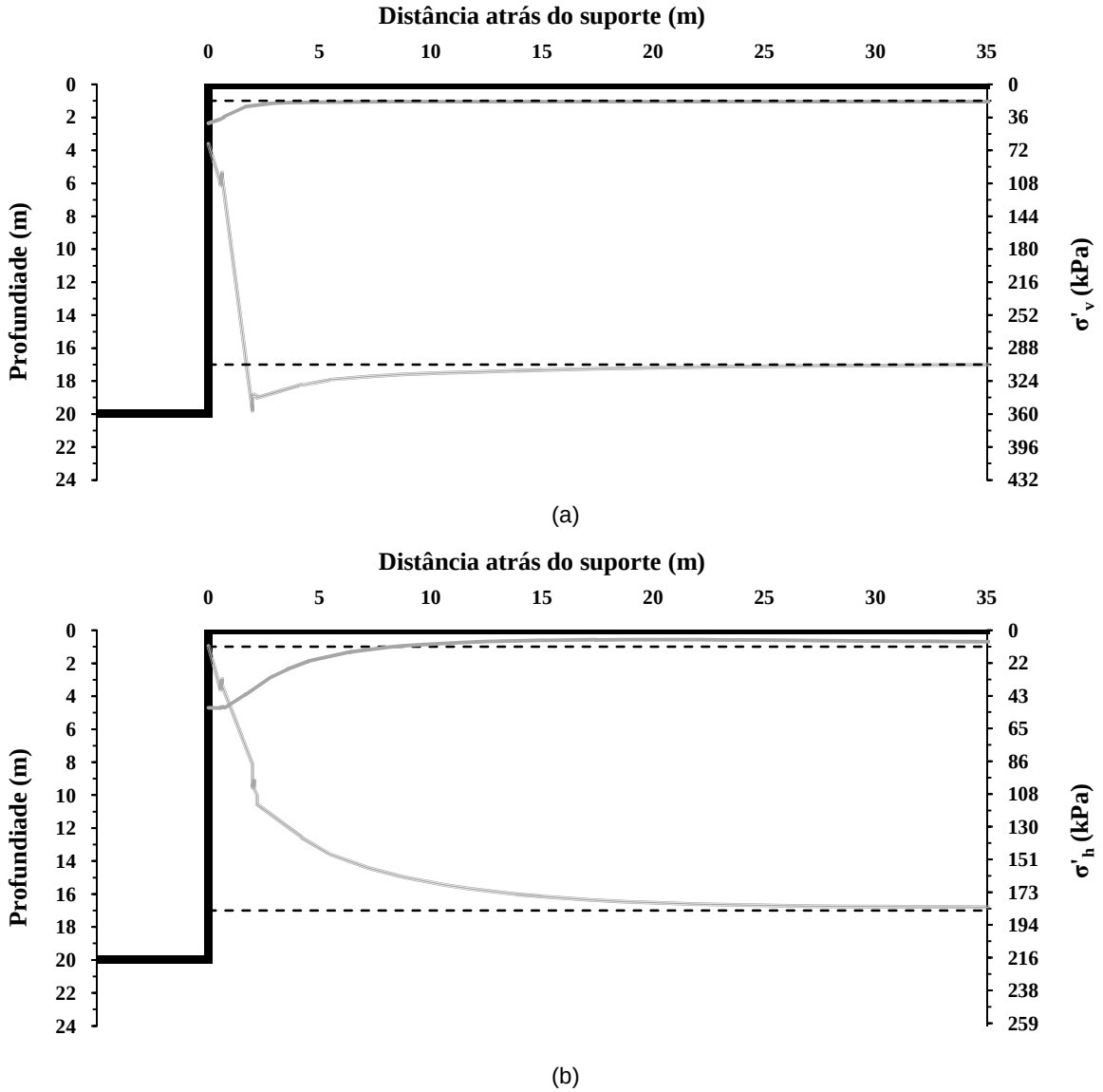
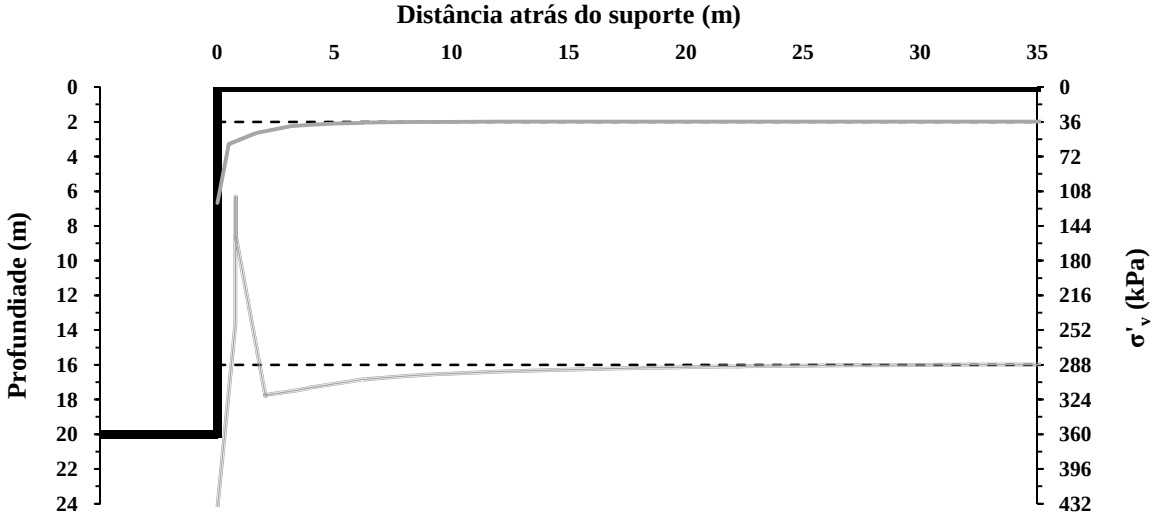


Fig. 18 – Andamento da tensão efectiva (a) vertical e (b) horizontal em 2 pontos a meio do 1º e 9º patamares de escavação.

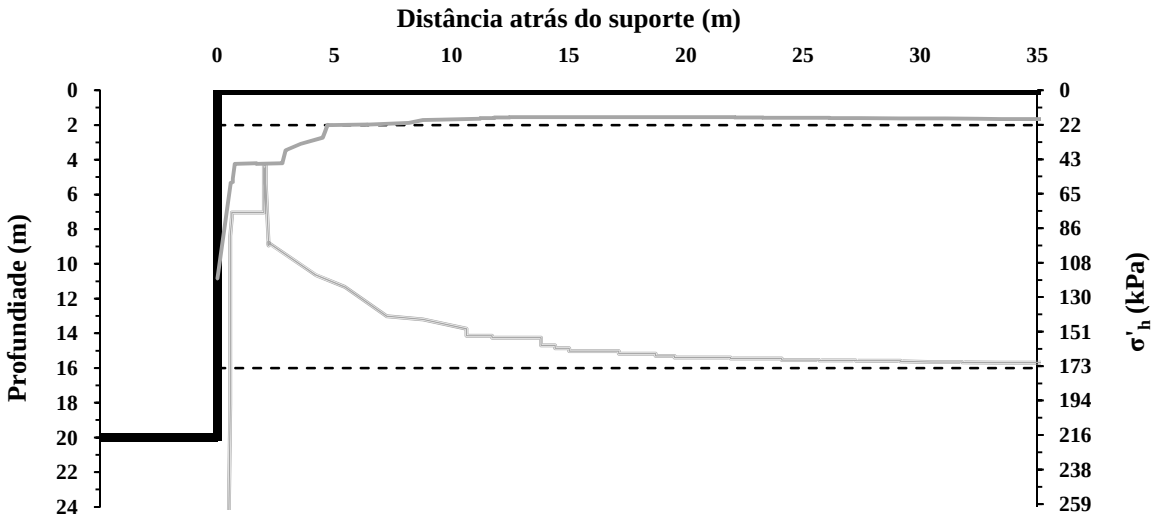
No caso dos deslocamentos abaixo da base de escavação apesar do alívio vertical e do aumento da compressão axial, acima descrito, o facto de as tensões verticais andarem próximas do zero e ao critério de rotura assumido, é notória uma redução nas tensões horizontais que associado ao modelo axissimétrico leva a uma atenuação dos deslocamentos. O facto de os estratos inferiores possuírem, melhores ou piores características de deformabilidade irá ter um forte papel na magnitude dos deslocamentos a esperar.

Na escavação do anel superior ao analisado, os deslocamentos ocorrem como consequência da transferência de tensões verticais devido à rigidez conferida pelo solo abaixo de escavação. Com a escavação do anel em análise há um aumento global dos deslocamentos, maiores obviamente na zona central. Na zona central a tensão horizontal tende para zero (Fig. 18) resultando num decréscimo acentuado da tensão vertical, induzindo um aumento da tensão de corte e redução da tensão média conduzindo à rotura do ponto material. Após a colocação do suporte e procedendo-se à escavação seguinte há um incremento da tensão horizontal seja pela introdução de nova condição de fronteira ou por efeito de arco que leva a que o ponto se afaste da rotura.

Nos patamares de escavação a menores cotas (veja-se Fig. 18; 1º patamar), o andamento de tensões e deslocamentos respectivos é distinto, havendo na sua escavação, uma óbvia redução da tensão média, no entanto devido a transferência de tensões a redução é amplamente compensada pois no final da escavação tanto a tensão horizontal como a vertical assumem-se como maiores do que as de repouso respectivas.



(a)



(b)

Fig. 19 - Andamento da tensão efectiva vertical(a) e horizontal (b) em 2 pontos na base do 1º e 8º patamares de escavação.

Nos pontos de base dos patamares (Fig. 19), mais especificamente, quando este é definido como o inferior do anel já escavado, há um aumento das tensões verticais e horizontais levando a um incremento da tensão média mantendo-se a de corte quase inalterada traduzindo-se numa "compressão" do terreno, no entanto quando o patamar em análise é escavado há uma redução do deslocamento associado a esse ponto. Isto porque apesar da redução de ambas tensões, o alívio da tensão vertical e consequente redução das tensões horizontais, como explanado em cima, é mais condicionante relativamente ao incremento de tensão devido à rigidez do solo e ao efeito de arco associado.

No ponto superior do mesmo patamar há um crescimento do deslocamento novamente devido transferências de tensões que neste caso tem uma abrangência até um comprimento de um anel, sendo o perfil de incrementos resultante do facto de a rigidez flexional ser inferior à rigidez de membrana no topo do suporte já instalada.

Neste caso as tensões nos extremos dos patamares a pequenas profundidades apresentam valores finais maiores do que os respectivos em repouso assim como a maiores profundidades resultando do seu efeito de escora rígida. Apesar disso é visível para maiores profundidades um comportamento distinto se tiver em conta o andamento a uma distância reduzida do suporte, em que há uma redução importante das tensões, coerente com o já referido. Para além da magnitude das tensões o comportamento a pequenas distâncias do suporte é distinto para os dois anéis. A pequenas profundidades há um incremento sustentado com a proximidade da escavação enquanto a maiores profundidades a cerca de 1 m da escavação há um redução rápida das tensões.

3.3.3. ANÁLISE DO SUPORTE

Como já referido por Topa Gomes (2008) o comportamento de deformação do suporte é substancialmente diferente do solo localizado atrás deste (Fig. 20), dado o facto de a projecção/aplicação do betão se fazer numa fase posterior à abertura do anel, permitindo que o maciço se deforme. Sendo assim, são apresentadas no Quadro 3 aspectos caracterizadores do comportamento espectável para o suporte. Para além da descrição do comportamento é feita uma síntese dos parâmetros mais condicionantes no comportamento do suporte assunto já abordado.

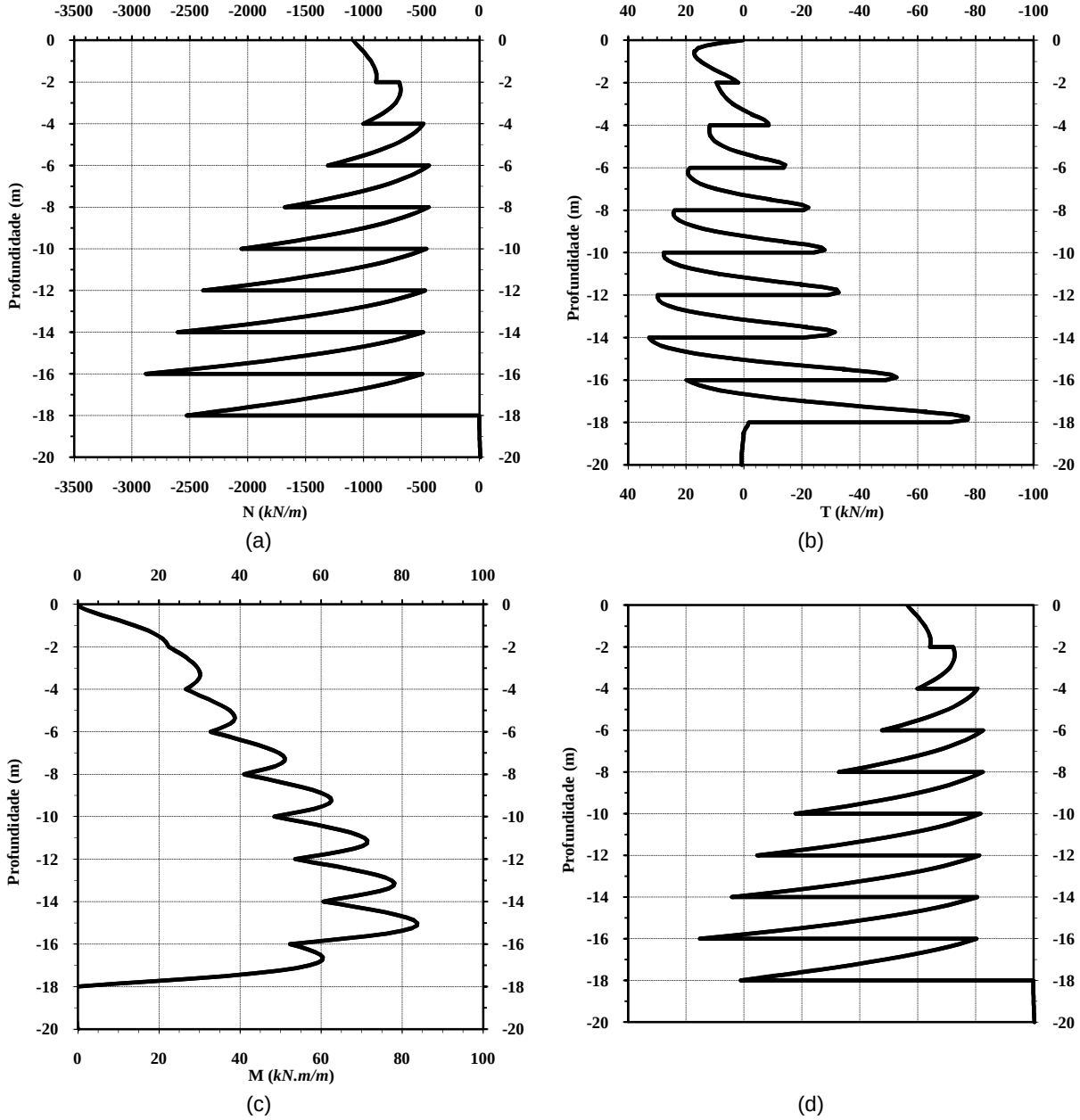


Fig. 20 - Evolução dos esforços e deslocamento horizontal no suporte: (a) esforço de membrana; (b) esforço de corte; (c) momento flector; (d) deslocamento do suporte.

Quadro 3 - Descrição dos principais aspectos associados ao suporte.

Aspecto em análise	Descrição	Aspectos mais condicionantes
Esforços de Membrana (a)	Forma semelhante a diagrama de deslocamentos verticais	Axissimetria
	Esforço máximo na base do suporte da antepenúltima escavação	Heterogeneidade do maciço
Esforços de Corte (b)	Esforço máximo na base de suporte da penúltima escavação	Equilíbrio de pressões de terras (não tendo grande influência a geometria)
Momentos Flectores Verticais (c)	Momento máximo num ponto a meia altura do suporte da antepenúltima escavação	Faseamento Construtivo Heterogeneidade do Maciço Deformabilidade do Betão Espessura do Suporte (rigidez) Geometria de Escavação (axissimetria, raio, etc.) Altura de Escavação
Deslocamento Horizontal (d)	Crescente em profundidade (deslocamento máximo)	Deformabilidade do Betão Profundidade de Escavação (para níveis inferiores) Altura de Escavação
	Constante em profundidade (deslocamento mínimo)	
	Primeiro anel com deformação análoga a uma viga em consola	
	Inexistência de deslocamentos importantes no último patamar de escavação	
	Deslocamento máximo decorre da penúltima escavação no ponto de fronteira entre o suporte e a escavação	

Relativamente à deformação e esforços a que o suporte está sujeito, o que salta mais à vista é o facto de o esforço de corte máximo ocorrer na base do suporte, não da antepenúltima escavação mas sim da última. Tal diferença resulta de, no momento em que o painel se encontra aberto (Fig. 21), haver uma forte transferência de tensões horizontais para o suporte acima instalado. A colocação de um novo segmento resulta numa maior continuidade da estrutura levando a nova redistribuição de tensões e à diminuição do esforço de corte. O facto de a escavação ter um término não permite que na base da penúltima escavação haja a redistribuição de tensões devido à continuidade do suporte.

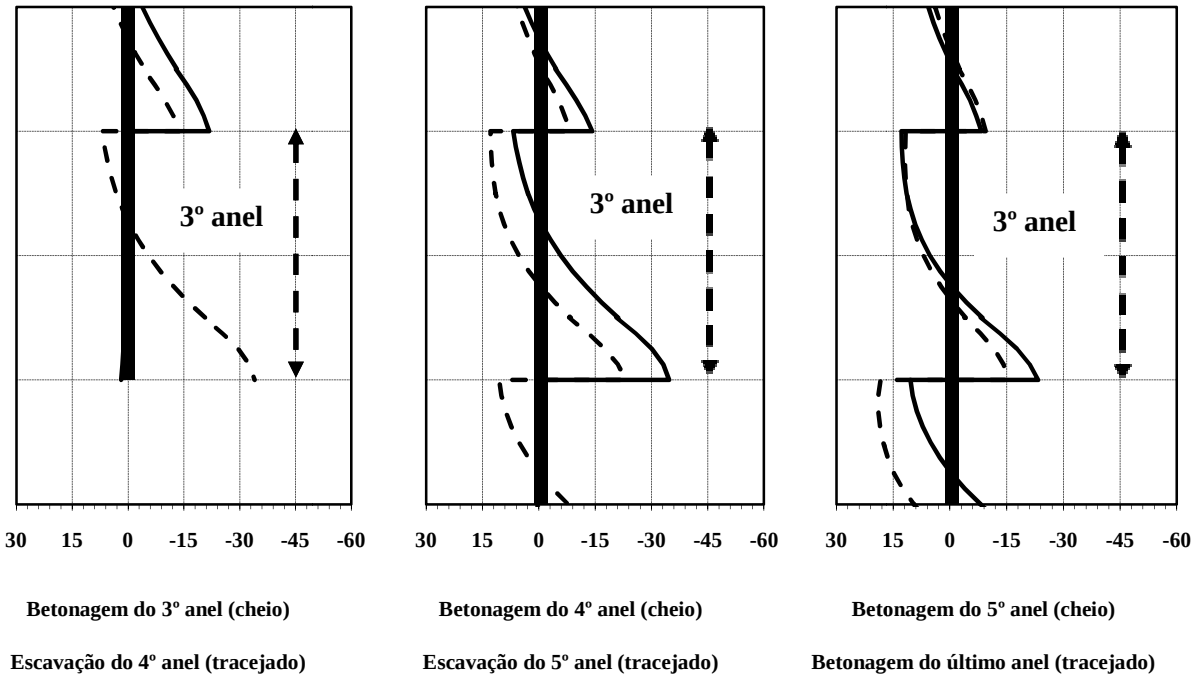


Fig. 21 – Variação dos esforços de corte no 3º anel do suporte [4;6 [m.

A Fig. 21 permite verificar que as etapas que influenciam de maneira mais importante o esforço de corte a que o suporte está sujeito são as associadas à escavação do anel imediatamente abaixo e a sua consequente betonagem, a partir do qual há uma redução significativa deste esforço com a escavação do seguinte. A partir deste momento deixa de haver uma variação do esforço a que o suporte estará sujeito.

3.3.4. Influência do Ângulo de Interface (δ) e Diagramas de Tensões aparentes

Nas intervenções geotécnicas constituídas por estruturas flexíveis a interacção solo-estrutura assume-se como um mecanismo importante na compreensão dos esforços instalados e comportamento da estrutura. Em consequência, é um aspecto fundamental para a definição do nível de segurança de uma estrutura. A sua consideração permite de alguma forma ter em conta a resistência desenvolvida por parte do solo em contacto com o betão projectado ou perfil metálico à medida que o maciço terroso se desloca segundo a vertical relativamente à estrutura de contenção. Esta interacção poderá ser caracterizada pela adesão solo-paramento (α) ou pelo ângulo de atrito solo-paramento (δ) conforme o tipo de solo e as condições hidrológicas consideradas. Neste caso, dado se tratar de um solo arenoso com alguma coesão, em condições drenadas, δ será parâmetro considerado.

Tipicamente δ poderá assumir um dos seguintes 3 valores: 0, $2/3\phi'$, ϕ'.

A consideração de δ como nulo idealiza que o deslizamento entre solo e paramento se processa como o de duas superfícies completamente lisas e lubrificadas. No entanto é fácil perceber que por mais perfeitas e lisas que as superfícies em contacto sejam, existe sempre uma resistência ao movimento, para além de ser impossível obter esse tipo de superfícies num solo (constituído por grãos angulosos que aglomerados geram uma superfície imperfeita). Habitualmente são considerados os restantes dois valores, o menor de modo a ter em conta superfícies de betão pré-fabricadas ou perfis de metal, enquanto $\delta = \phi'$ é usado para casos em que a estrutura tenha sido construída *in situ*, apresentando

portanto uma rugosidade significativa, como nos casos de projecção de betão, paredes moldadas ou muros de Berlim.

Segundo Matos Fernandes (2006) os problemas de interacção estrutura-solo implicam a transmissão ao paramento de forças resultantes do peso próprio do maciço terroso e das sobrecargas de utilização. Estas forças, correntemente designadas por impulsos, poderão ter componentes verticais e horizontais, sendo obtidas por integração as pressões exercidas atrás da estrutura de suporte. Apesar da infinidade de pressões a que a estrutura de contenção poderá estar sujeita são considerados três valores como os mais importantes, tanto na caracterização do comportamento do solo suportado como no dimensionamento da estrutura (estado de repouso, estado limite activo e estado limite passivo).

Normalmente a estrutura de contenção é construída com o intuito de suportar o solo e eventuais cargas. Nestes casos o ângulo que o solo suportado faz com a horizontal é superior ao que seria assumido pelo mesmo de forma natural. Este momento em que o solo "empurra" o paramento de forma que qualquer que seja o deslocamento do paramento, sem rotura do solo, a acção do solo sobre o paramento permanece inalterada classifica-se como uma situação limite, sendo a força actuante a mínima possível definida como impulso limite activo. O outro caso limite ocorre quando a estrutura é "empurrada" contra o solo desenvolvendo-se então por parte do solo uma força reactiva. Aqui a máxima reacção desenvolvida por parte do solo de modo a que não ocorra a rotura do mesmo é definida como impulso passivo.

O impulso (activo, passivo ou em repouso) a que a estrutura está sujeita depende directamente do peso próprio e das sobrecargas aplicadas, tal como já referido. Para além disso o seu valor depende de um coeficiente, coeficiente de impulso, pelo qual são multiplicadas as tensões efectivas verticais que correspondem de grosso modo ao peso de terras no caso de um solo sem nível freático, de forma a se obterem as tensões efectivas horizontais. O coeficiente de impulso não é mais que o quociente entre as tensões efectivas horizontais e verticais existentes em determinado ponto do maciço. Este poderá ser calculado de diversas formas recorrendo ao teorema da região superior e ao teorema da região inferior.

A obtenção dos coeficientes de impulsos poderão ser obtidos facilmente recorrendo à construção do diagrama de *Mohr-Coulomb*. No caso activo a estrutura afasta-se progressivamente do solo, em analogia poderá afirmar-se que o maciço terroso sofre uma compressão axial com incremento da tensão média, como se verifica na Fig. 22. Neste caso a deformação do solo assume-se como de tracção em que a tensão vertical permanece constante havendo uma redução progressiva da tensão horizontal. No cenário de equilíbrio limite passivo o maciço é comprimido lateralmente, ou seja, há um aumento da tensão horizontal.

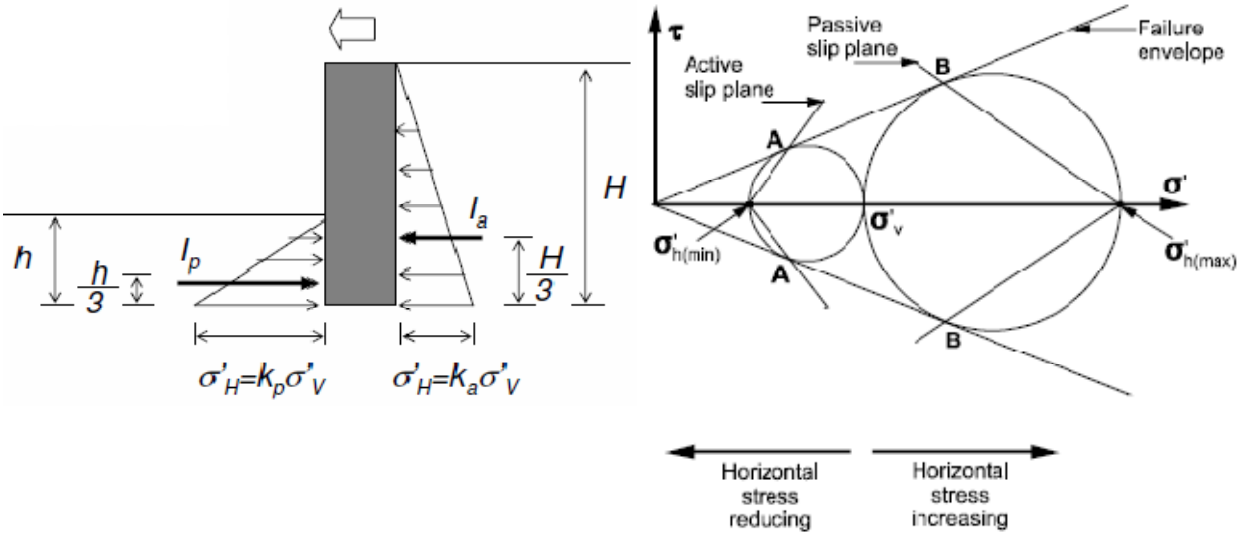


Fig. 22 – Representação do estado limite activo e passivo.(retirado de US Department of Transportation,1999).

Nesta construção, para solos arenosos, são admitidos certos pressupostos como a inexistência de atrito na interface sendo as tensões vertical e horizontal as tensões principais máximas e mínimas respectivamente no caso activo, e vice-versa no caso passivo; a consideração ou não da coesão que irão influenciar na capacidade de resistência ao corte por parte do solo, logo nos valores dos coeficientes de impulso activo e passivo.

$$\frac{\sigma'_{h(min)}}{\sigma'_v} = K_A = \frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'} = \tan^2\left(45-\frac{\phi'}{2}\right) \qquad (2)$$

$$\frac{\sigma'_{h(max)}}{\sigma'_v} = K_P = \frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'} = \tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right) \qquad (3)$$

$$K_A = \tan^2\left(45-\frac{\phi'}{2}\right) - \frac{2c}{\sigma'_v}\tan\left(45-\frac{\phi'}{2}\right) \qquad (4)$$

$$K_P = \tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right) + \frac{2c}{\sigma'_v}\tan\left(45-\frac{\phi'}{2}\right) \qquad (5)$$

As Eq. 2 e Eq. 3 obtidas são as consideradas pelo Método de *Rankine* que assenta nos pressupostos de o maciço ser puramente friccional; a superfície do solo é horizontal; com paramento vertical e rígido sendo nulo o atrito solo-paramento. As duas últimas expressões resultam da extensão da situação de equilíbrio limite de *Rankine* alargado a solos com coesão.

Apesar deste método referente ao teorema de região superior não ser considerado qualquer tipo de atrito no paramento a direcção da resultante de pressões por parte do solo é raramente normal ao paramento, constituindo a limitação deste método em que a influência de interface resulta de uma consequência e não uma imposição ao método.

A consideração de uma componente vertical ou paralela ao paramento resultante do atrito solo-estrutura é inicialmente tida em conta na Teoria de *Boussinesq*, *Resal* e *Caquot*. Os diversos coeficientes de impulsos encontram-se compilados nas Tabelas em *Caquot-Kérisel* resultante da

resolução do sistema de equações formulado por *Boussinesq* que possibilitam o cálculo das tensões activas ou passivas. Os valores dos impulsos encontram-se em função das inclinações do paramento e do terreno, ângulos de atrito (solo e solo-paramento). No entanto apenas é considerado o ângulo de atrito como componente resistente, para a introdução da componente coesiva é necessário o recurso ao Teorema dos Estados Correspondentes. Como se vê na Fig. 23 as tensões principais deixam de ser coincidentes com as tensões vertical e horizontal sendo facto mais evidente quanto mais próximo do paramento é o ponto material considerado. Recorde-se que cada ponto do maciço as superfícies de cedência fazem um ângulo de $\pi/4-\phi'/s$ com a direcção principal máxima.

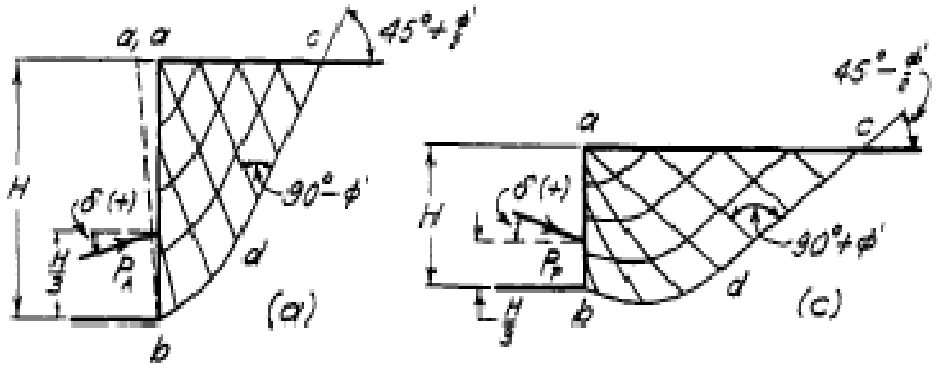


Fig. 23 – Aspecto das cunhas activa(a) e passiva (b) (adaptado de Terzaghi, 1989).

No caso da projecção de betão o atrito desenvolvido entre este e a face do solo escavado é teoricamente um dos mecanismos na garantia de sustentação do betão quando o apoio inferior da cortina de betão é retirado com a escavação do maciço subjacente. Ciente desta realidade e da metodologia associada à execução é analisado, neste ponto, a influência do ângulo de interface ou de atrito betão-solo (δ), considerando um ângulo igual a ϕ' e $2/3\phi'$.

Como já referido uma das vantagens do *Plaxis*® face ao *Code_Bright*® é o facto de o primeiro ter a possibilidade de instalação de elementos de junta na face do paramento em contacto com o terreno a ser suportado, permitindo simular o comportamento da intervenção considerando a variação do ângulo de interface, em função da rugosidade teórica do elemento de suporte.

O programa de cálculo permite obter os esforços associados aos elementos de junta, claro que fisicamente tal não tem qualquer significado directo, permitindo sim saber quais os esforços correspondentes à acção do solo sobre a estrutura. Esta acção resume-se a uma força dirigida para o paramento variando o seu sentido, grandeza e ângulo com a horizontal em função do movimento relativo estrutura-solo, do ângulo de interface, assim como dos efeitos de arco vertical e horizontal para a metodologia de escavação em questão descritos por Topa Gomes (2008).

Os esforços normais efectivos (Fig. 24) apresentam valores semelhantes, no interior de cada segmento de suporte enquanto nos extremos são visíveis picos que aumentam com a profundidade. Tal resulta da transferência de tensões horizontais por parte do maciço, da face escavada para parcelas mais rígidos como a base inferior do suporte e a base de escavação. Relativamente à comparação dos dois cenários, os picos máximos associados a um ângulo menor aumentam à medida que a profundidade é maior, isto pois a inclinação do impulso de terras é menor, resulta numa maior componente normal. Com a consideração de superfícies cada vez mais rugosas o impulso activo é menor.

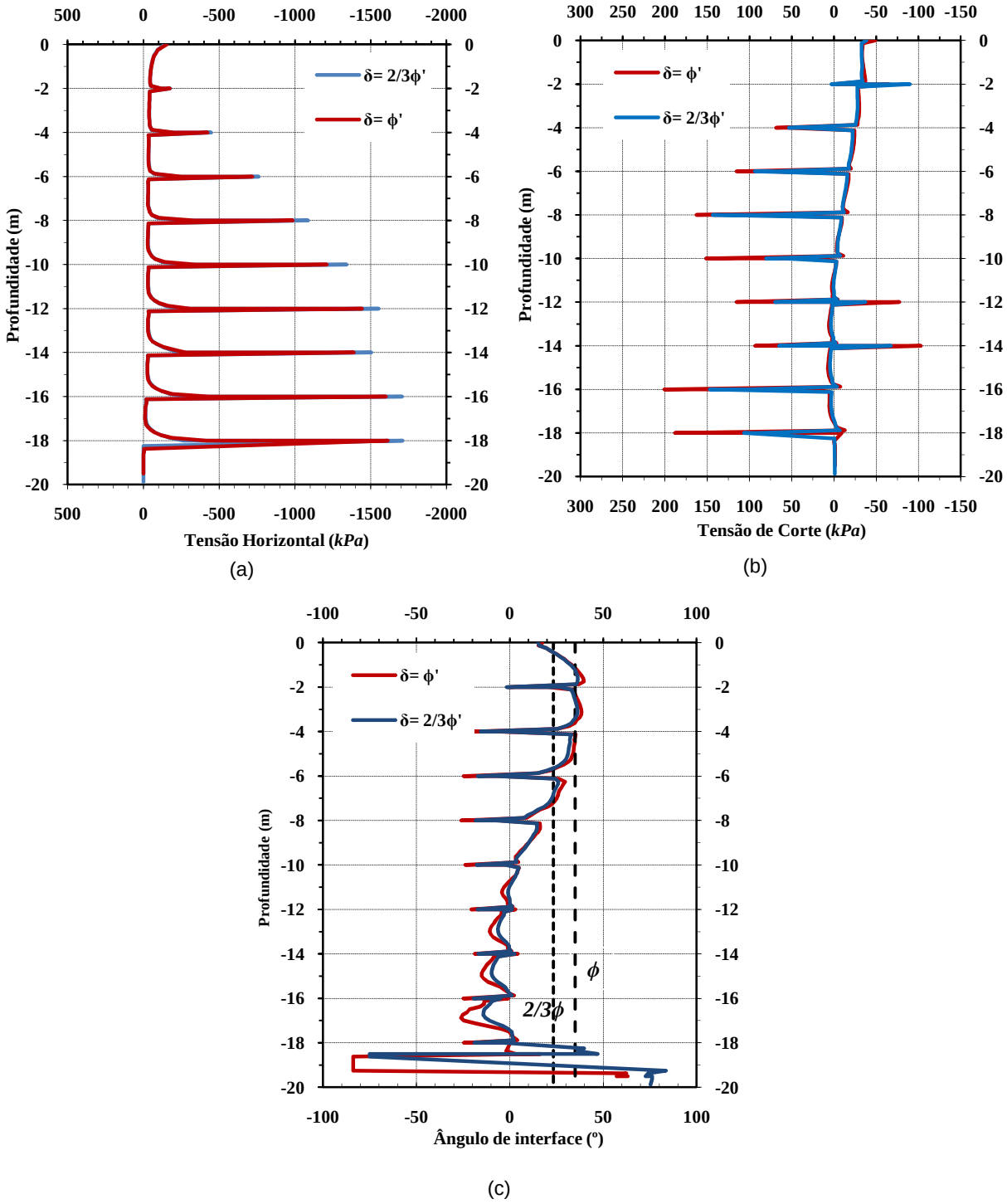


Fig. 24 - Esforços na interface parede-solo: (a) tensão normal, (b) tensão de corte; (c) ângulo de interface.

Como já referido os principais deslocamentos do terreno ocorrem durante a fase não suportada de cada anel, logo o movimento relativo vertical entre o suporte e maciço é reduzido, sendo então os esforços de corte reduzidos na parte central do suporte enquanto os picos observados na base dos suportes resultam do deslocamento relativo entre cada suporte e o terreno na fase de escavação

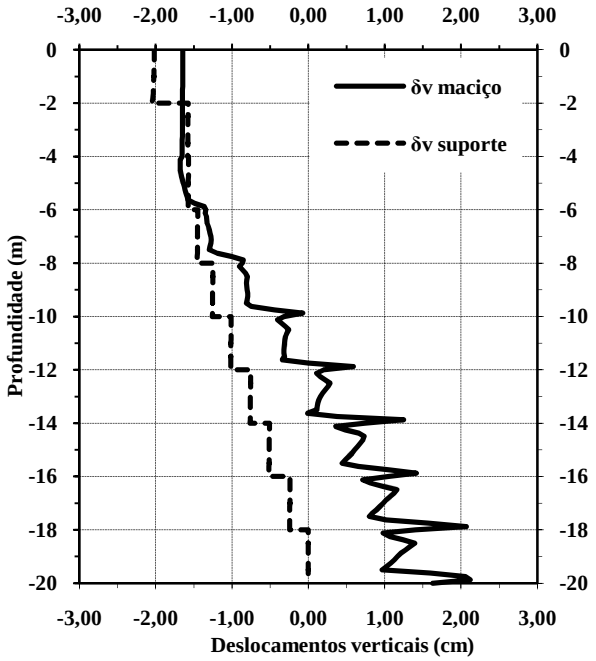


Fig. 25 – Assentamentos no suporte e do maciço atrás do suporte.

Na Fig. 25 estão representados os deslocamentos sofridos pelo suporte e pelo solo imediatamente atrás sendo os valores negativos referentes a assentamentos. É visível que o comportamento do suporte é predominantemente descendente reduzindo-se em profundidade até à betonagem do último anel. Relativamente ao maciço este apresenta por vezes assentamentos (em módulo) menores do que o suporte, evidenciando um empolamento por parte deste. Este fenómeno resulta do alívio de tensões na escavação do próprio patamar ou de outro subsequente, que no fim da escavação traduz-se num valor algébrico menor ao obtido para o suporte

Quanto a movimentos relativos na interface é visível pelo diagrama de esforços de corte (Fig. 24(c)) que estes são muito reduzidos com a excepção possivelmente dos primeiros anéis que sofrem incrementos sucessivos mas cada vez menores devido ao sucessivo aumento de rigidez face ao incremento do seu próprio peso. Estes valores ultrapassam os 35º devido ao facto de o solo possuir uma parcela coesiva. Na escavação subsequente ao primeiro anel é importante referir que a reduzida rigidez por parte do suporte traduz-se no desenvolvimento de esforço resistente de corte cuja importância não foi determinada, devido ao modelo perfeitamente elástico utilizado. À medida que a escavação ocorre, e consequente betonagem de um novo nível, há cada vez maiores ganhos de rigidez por parte do suporte. Este facto permite ao suporte contrariar movimentos verticais induzidos, enquanto o maciço devido a alívios de tensões cada vez maiores no perfil final apresenta empolamentos importantes na base de escavação, daí a inversão no sentido das forças de corte. O esforço de corte assume-se pouco distinto dentro de cada anel quando considerando a ângulo igual a 2/3 ou 1, no entanto nos extremos os valores são sempre maiores em $\delta=\phi'$.

Tendo em conta o ângulo entre o esforço normal e o de corte verifica-se que à mesma profundidade há uma inversão o sinal do ângulo coerente com a inversão do sentido da força de corte associado ao deslocamento vertical relativo entre o solo e o suporte. Os ângulos de interface "instantâneos" são a certas profundidades maiores do que os considerados, resultado da existência de coesão por parte do solo. Na generalidade há uma redução do ângulo devido aos movimentos verticais do suporte serem

cada vez menores, até ao ponto que o deslocamento inverte sendo o ângulo de interface cada vez maior em módulo. No último patamar o aspecto algo estranho dos sucessivos ângulos deve-se apenas ao processo numérico em questão pois como os valores são muitos pequenos, basta uma pequena variação do esforço para que o ângulo seja distinto. O facto de os valores serem muito reduzidos justifica-se pelo facto de os principais movimentos sofridos pelo suporte resultarem da escavação abaixo da sua instalação que neste último patamar não acontece.

Verificam-se diferenças de pouca relevância nos extremos dos sucessivos anéis do suporte, o mesmo acontece ao nível dos esforços e dos deslocamentos obtidos para a estrutura, podendo-se afirmar então que a consideração de um ou outro ângulo não afectará de forma visível as análises relativas ao comportamento e estabilidade da estrutura. Esta situação contraria estudos de outras obras de suporte de terras em que a sua influência é grande, veja-se por exemplo o estudo paramétrico executado para estruturas flexíveis autoportantes, mono ou multi-apoiadas (Fortunato, 1995 e Castorina Vieira *et. al*, 2002).

Em conclusão afirma-se que a influência do ângulo de interface é reduzida quando comparado com a axissimetria do problema, este sim preponderante no comportamento e segurança da totalidade da escavação. Tome-se em conta que neste tipo de análise é feita a duas dimensões, ou seja, a escavação de um patamar, realiza-se de forma instantânea, estando tal aspecto muito longe da realidade em que os segmentos são escavados por painéis de dimensões reduzidas como é executado na construção de um muro de Berlim.

Analisando a consideração ou não de elementos de junta e consequente desenvolvimento de esforços de corte verifica-se que para este tipo de problemas o atrito solo-paramento não assume na globalidade da obra um peso que se possa considerar importante. Analisando as pressões instaladas atrás do suporte (Fig. 26) não são visíveis grandes diferenças sendo a maior diferença possivelmente a tensão instalada na base de escavação.

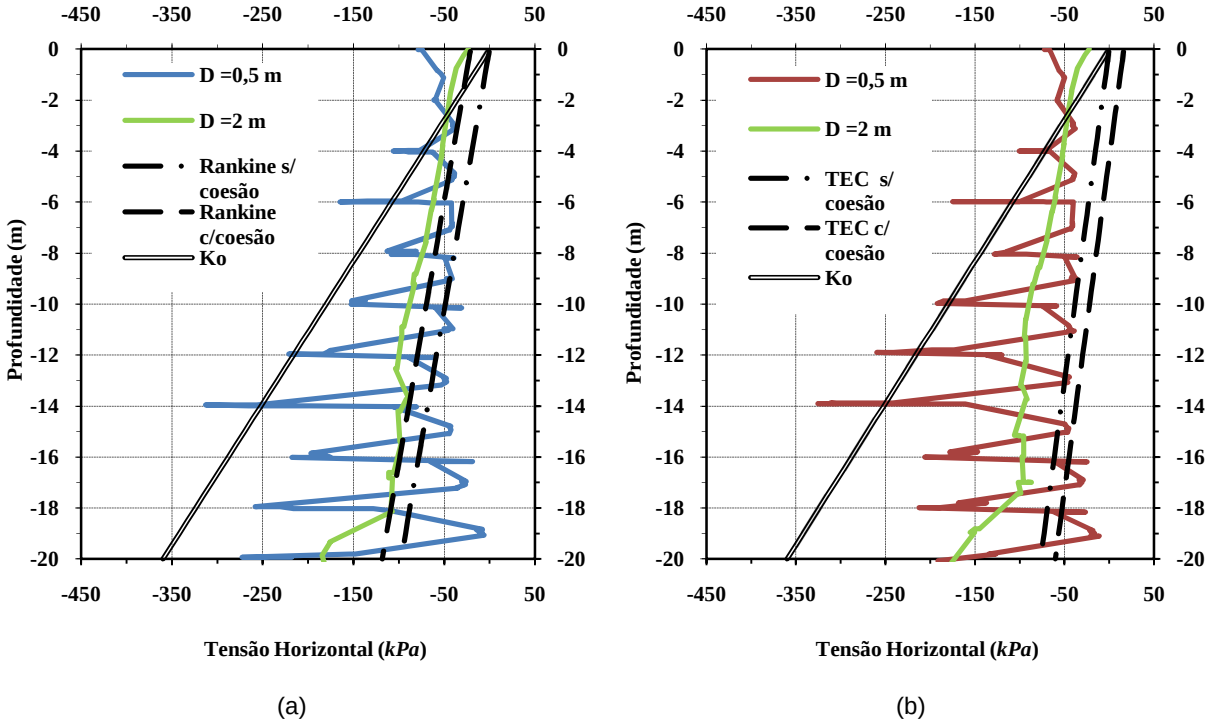


Fig. 26 – Evolução das tensões horizontais em profundidade: (a) sem elementos de junta ; (b) com elementos de junta $\delta=\phi'$.

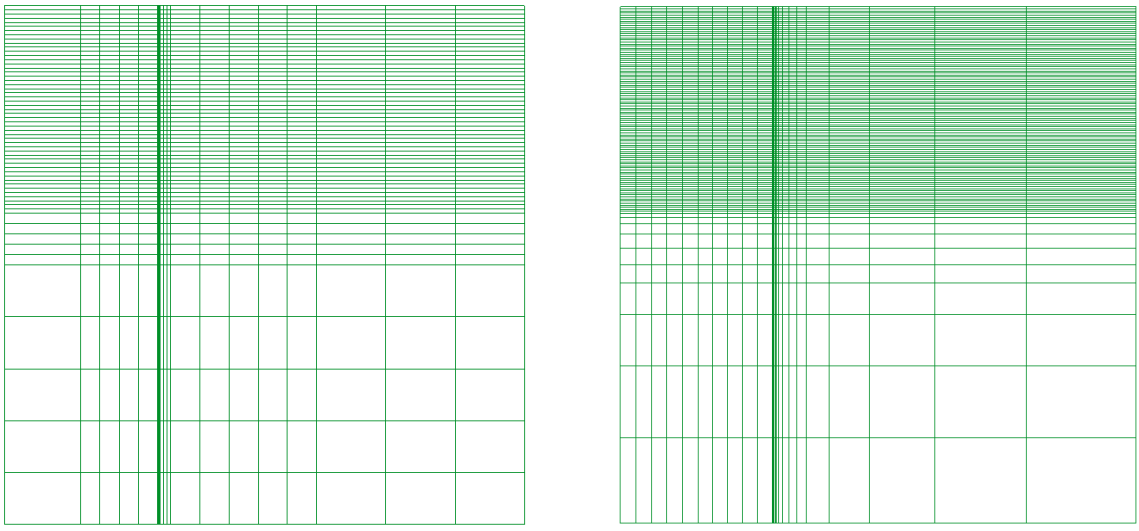
Um aspecto importante de se referir prende-se com a consideração de elementos de junta em que a sua inclusão conduz a que o paramento seja considerado mais frágil, ou seja, com menor capacidade de atrair esforços, que em certa medida pode justificar um maior magnitude das tensões horizontais nos últimos metros de escavação (Fig. 26). Mesmo assim verifica-se que as diferenças entre os valores teóricos não são de grande magnitude devido essencialmente ao facto de estas obras serem feitas a profundidades relativamente pequenas. A dois metros atrás da escavação não se verifica qualquer diferença entre os dois cenários.

É no entanto necessário referir que os valores teóricos utilizados reportam-se a casos com grande desenvolvimento em planta, distinto do problema em análise em que a curvatura associada à escavação, mais a própria metodologia de escavação, induzem esforços muito distintos dos obtidos em escavações estudadas com em estado plano de deformação.

3.2.5. CONSIDERAÇÕES REFERENTES À MALHA A USAR NO CODE_BRIGHT®

As considerações basearam-se no estudo de um número diverso de malhas diferentes. A primeira definida como Cálculo Introdutório é constituída por 6388 nós, 8588 elementos triangulares e 2600 elementos quadrangulares idêntica à utilizada por Topa Gomes (2008) serve como barómetro da adequabilidade das malhas geradas tanto a 2D como a 3D.

É então objectivo a obtenção de uma malha apenas constituída por elementos quadrangulares que recorrendo a um número inferior de nós e elementos permita não só a obtenção de resultados mais aproximados aos reais assim como a redução do tempo de cálculo de modo a que seja possível a obtenção de uma malha tridimensional de melhor qualidade. Os principais parâmetros de comparação serão os deslocamentos verticais finais na base de escavação, os deslocamentos verticais à superfície atrás da escavação e os deslocamentos horizontais ao longo do terreno atrás do suporte de betão projectado.



(a) (b)

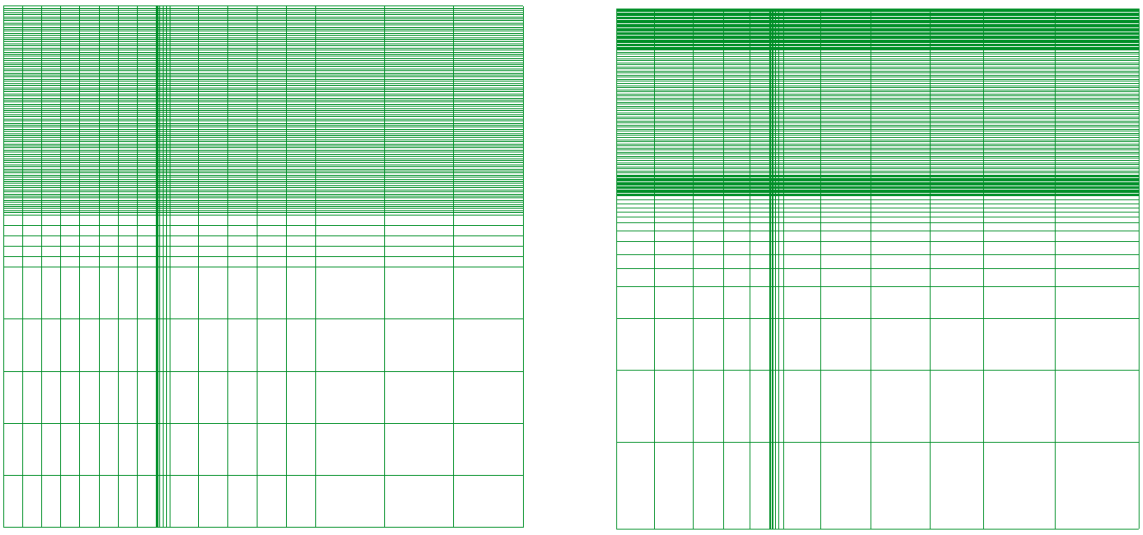
Fig. 27 – Malhas (a) M1 e (b) M2.

A malha M1 definida de forma muito simples apresenta-se como adequada na obtenção dos deslocamentos horizontais dado o maior erro ser da ordem dos 4%, o mesmo não é possível afirmar na malha M2 apesar de o número de elementos verticais ser superior ao da malha M1,no entanto a malha M1 é muito mais "apertada" na proximidade da escavação.

A malha M2 assume-se como mais adequada que M1 relativamente aos deslocamentos verticais na base de escavação, pois há uma maior discretização de elementos nas bases de escavação ao contrário de M1. Como em M1 os elementos são de maiores dimensões há um pior processo de convergência dos valores como se verifica na Fig. 30 em que os deslocamentos de M1 são muito oscilantes quando comparados com o do Cálculo Base ou mesmo com M2.

Relativamente a deslocamentos verticais à superfície ambas as malhas conduzem a valores mais elevados do que na base, no entanto a malha M2 possui erros à volta dos 15% à face da escavação sendo os valores obtidos, aceitáveis apenas a 9,5 m da face. Novamente o número de elementos definidos segundo a vertical assume-se como condicionante.

As malhas M1 e M2 conjugadas assumem-se como satisfatórias na aproximação aos resultados obtidos no Cálculo Base de Topa Gomes porém os tempos de computação são muito distintos variando entre 30 minutos e 8 horas. São então criadas duas novas malhas M3 e M4 de modo de forma a reduzir o tempo de computação e obtendo resultados mais aproximados com os do Cálculo Base, passando também a ter em conta os esforços a que o betão projectado está sujeito.



(a) (b)

Fig. 28 – Malhas (a) M3 e (b) M4.

A malha M3 constituída por 2553 nós e 2720 elementos apresenta na generalidade valores próximos dos obtidos no Cálculo Base relativamente aos deslocamentos já analisados. Quanto aos esforços sobre o betão projectado verifica-se uma disparidade entre as duas malhas anteriores e esta principalmente nos momentos flectores, em que estes são substancialmente superiores na malha M3 principalmente no 3º e 9º patamares de escavação.

Na malha M4 prevendo esta disparidade de momentos a malha é mais apertada, verticalmente, nos 1º, 2º e 9º patamares, no entanto de modo a que o tempo de computação não seja agravado é alargada a malha de escavação segundo a horizontal e a malha entre nos primeiros 15 m atrás da escavação. Para além disso a malha no último patamar de escavação é alargada pois os momentos serão na realidade

zero, o que não acontece pois o modelo de comportamento do terreno comporta alguma viscosidade. Em resumo a malha apresenta 2448 pontos nodais e 2670 elementos quadrangulares.

Novamente apenas são visíveis diferenças significativas ao nível dos esforços que assumem-se como os maiores de todas as malhas experimentadas, com a excepção do penúltimo patamar, possivelmente devido ao excessivo alargamento da malha. Nestas duas malhas o tempo de computação rondou as duas horas e meia.

Finalmente é apresentada a malha optimizada com 2385 elementos e 2204 nós, com um tempo de computação de menos de 2 horas e em que as grandezas analisadas não possuem grandes diferenças do Cálculo Base (deslocamentos).

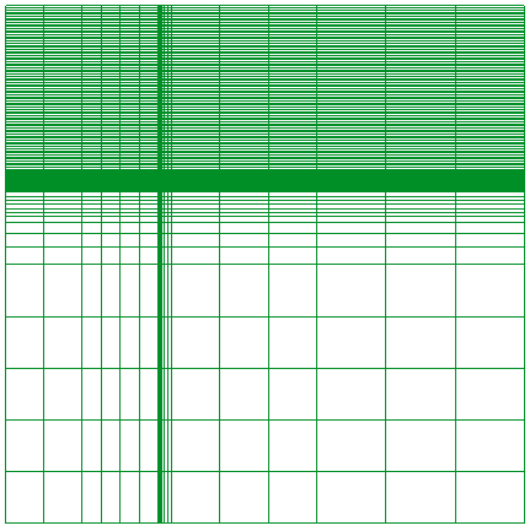


Fig. 29 – Malha M5

Concluídos os cálculos verifica-se que recorrendo a uma malha com 2204 nós e 2385 elementos é possível obter uma malha que reproduza de maneira satisfatória o problema em questão. Relativamente aos deslocamentos atrás do suporte verifica-se uma diferença de cerca de -7% nos pontos de maior deslocamento dentro de cada anel, este erro reduz-se significativamente à medida que são contabilizados os deslocamentos a maiores distâncias do suporte, veja-se a 0,5 metros em que o erro já é inferior a 3%.

Quanto a assentamentos atrás da parede em todos os cálculos apresentados os resultados assumem-se mais gravosos, neste caso é necessário ressalvar que devido às reduzidas extensões características de uma bacia de subsidência o modelo de comportamento não possui a sensibilidade necessária levando a que magnitude da bacia seja subestimada.

Os empolamentos na base de escavação os valores são novamente muito semelhantes sendo o valor de do cálculo base superior ao obtido pelos restantes cálculos. Neste aspecto o comportamento evidenciado pelos cálculos é mais exagerado devido à homogeneidade considerada para o problema.

Em conclusão, afirma-se que o recurso exclusivo a elementos rectangulares no programa *Code_Bright*® é viável pois torna mais *user-friendly* construção da malha, facilita o processo de convergência dado possuir uma maior número de pontos de *Gauss* que os elementos triangulares e permitir de forma mais simples a exportação de resultados para folhas de cálculo.

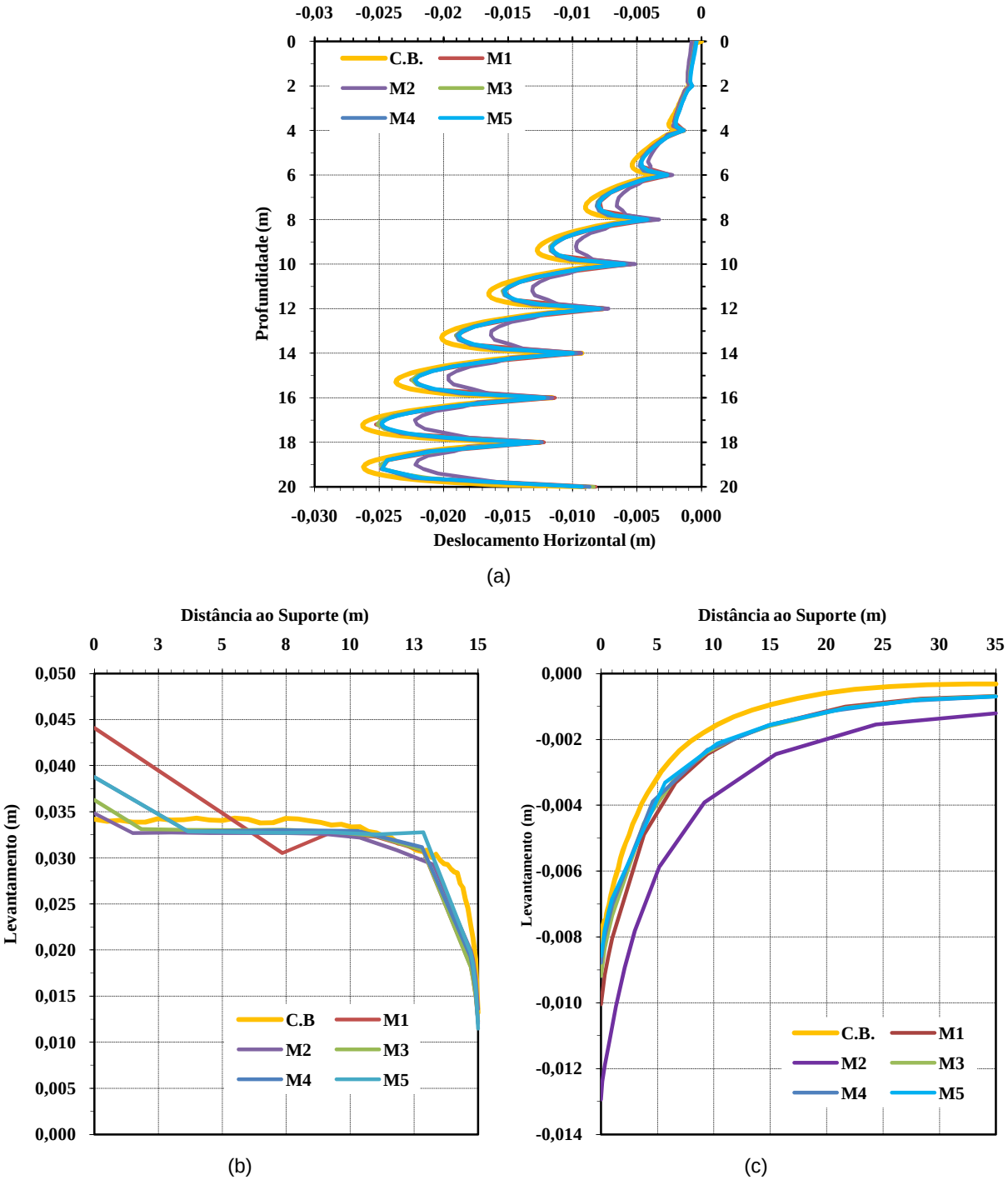


Fig. 30 – Deslocamentos obtidos nas diversas malhas: (a) horizontal atrás do suporte; (b) vertical na base de escavação; (c) vertical à superfície.

Como já referido um dos objectivos do trabalho será reprodução a 3D de um poço elíptico. Dados os inúmeros aspectos que tanto o problema como o programa a usar comportam, é obrigatória a redução do refinamento da malha resultante do pressuposto de limitação no número máximo de elementos a utilizar de modo a não tornar o tempo de computação demasiado extenso.

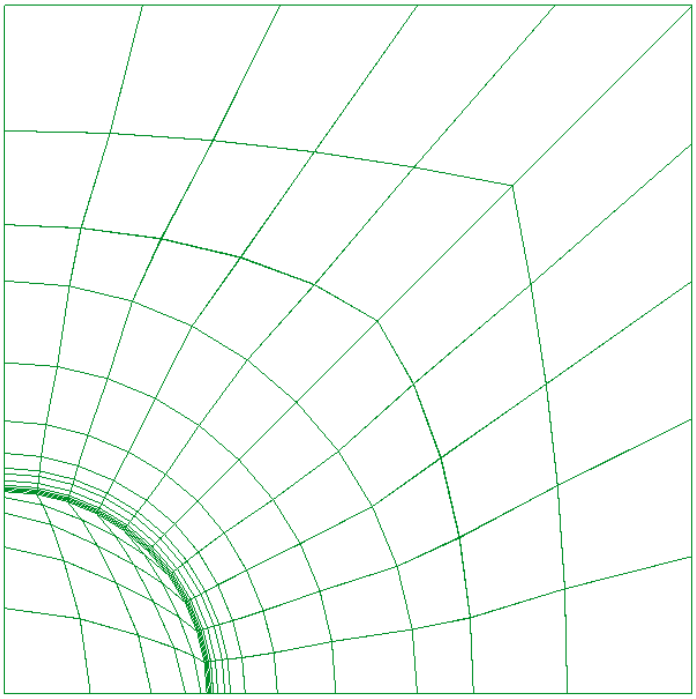


Fig. 31 – Aspecto em planta da malha usada para o cálculo 3D

Na Fig. 31 é representada a malha tridimensional utilizada na modelação de um quarto do poço estabelecido no início do capítulo. Esta malha apresenta 2290 nós e 2310 elementos em que a maior diferença passa por um menor refinamento da malha no volume de escavação permitindo uma redução significativa dos elementos a usar.

Como seria de esperar o menor aperto da malha na secção a escavar conduz-se a resultados cerca de 30% diferentes dos obtidos para o Cálculo Base, enquanto para os assentamentos atrás da escavação o erro é importante. Relativamente aos deslocamentos Fig. 32 verifica-se uma redução máxima de cerca de 17% relativamente ao cálculo introdutório o que assume-se como um erro importante. No entanto é necessário ter em conta que tal já era previsível pois procedeu-se a um menor aperto da malha em cada patamar de escavação. Este facto conduz a um processo de convergência menos exacto principalmente nos pontos em que há a anulação das tensões horizontais. Nos extremos dos patamares de escavação em que até um incremento das tensões horizontais o erro é muito reduzido.

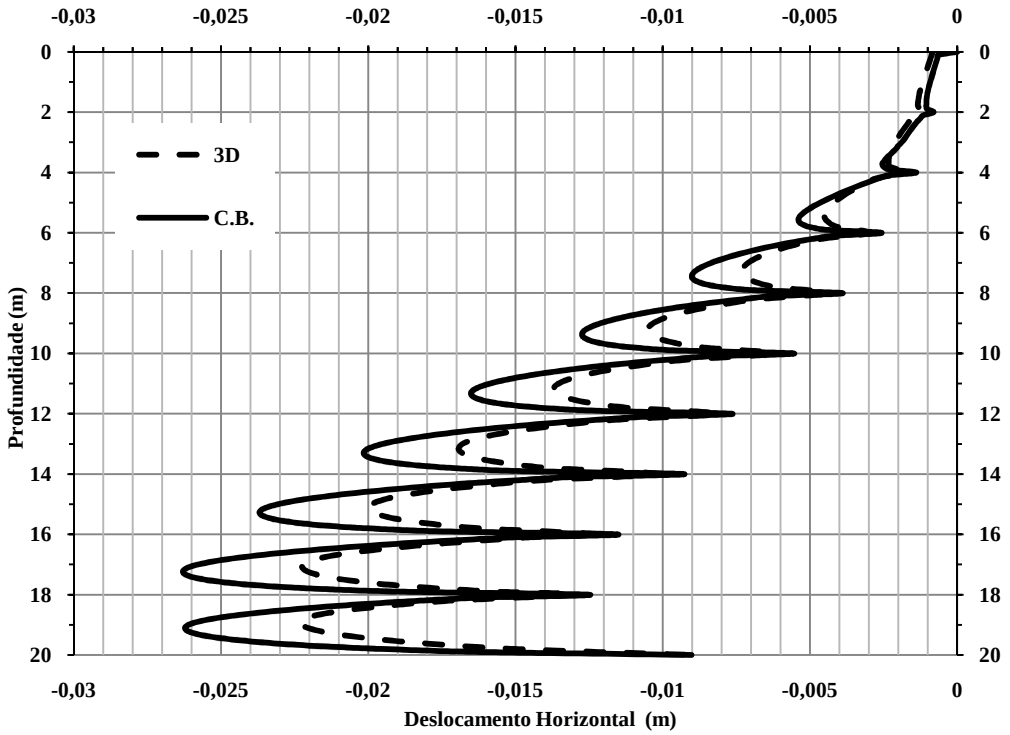


Fig. 32 – Comparação do deslocamento horizontal entre o cálculo introdutório e o cálculo tridimensional.

A uma maior distância da escavação (entre os 2 m e 4 m) o erro assume-se quase como nulo o que deixa antever que as malha a gerar durante o trabalho, baseadas na 3D já analisada, permitirão obter resultados com um erro reduzido.

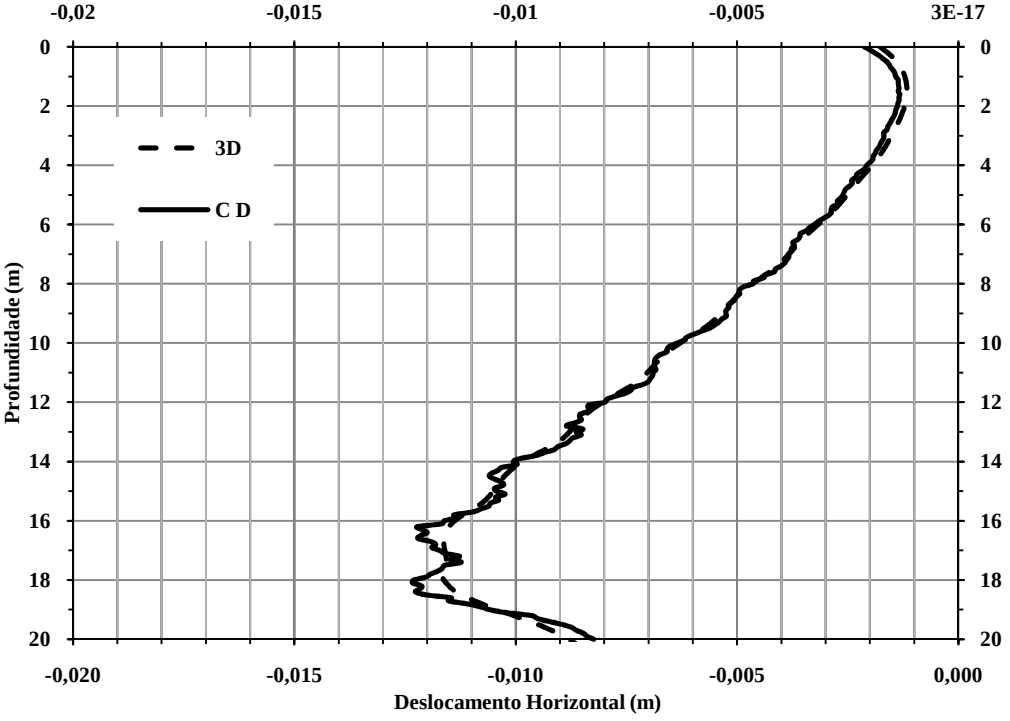


Fig. 33 – Comparação dos deslocamentos horizontais 4 m atrás do suporte.

4
ESTAÇÃO DO MARQUÊS

4.1. INTRODUÇÃO

A estação do Marquês construída aquando da implementação do metro de superfície da cidade do Porto está inserida na Linha Amarela do metro que liga o Hospital de S. João, a Santo Ovídeo. Este projecto teve como projectistas para a escavação e estruturas a empresa brasileira *CJC Engenharia e Projectos* também detentores de outros projectos emblemáticos como a Estação de Salgueiros constituída por um poço de duas elipses secantes ou o poço de Belas Artes no Metro de São Paulo.



(a) (b)

Fig. 34 – Localização da: (a) Estação do Marquês; (b) Estaleiro da Obra, (cedido por Topa Gomes).

O projecto e a sua construção são únicos, dado a escavação ter sido pensada de modo a que o poço comporte não só a estação propriamente dita mas também todas as infra-estruturas adjacentes como são o sistema de combate a incêndio, ventilação, salas técnicas, elevadores ou acessos à estação. No entanto o projecto teve de ter em conta certos condicionalismos ligados ao meio envolvente como a

preservação do jardim centenário existente na Praça do Marquês, a minimização de inconvenientes ao nível de mobilidade e acessibilidade numa zona de grande tráfego, ou condicionantes do foro da construção em si. Para além deste conjunto de condicionantes foi necessário ter em conta uma forte heterogeneidade dos solos aí localizados, culminando com a existência de uma falha sub-vertical no eixo de maior diâmetro do túnel traduzindo-se na ocorrência da escavação parte em solo ou material alterado e parte em material com características muito próximas das características da rocha granítica do Porto.

4.2. DESCRIÇÃO DO PROJECTO E MÉTODO CONSTRUTIVO

De modo a se obter uma grande simplicidade e eficiência na arquitectura final da estação assim como na minimização das condicionantes a que o projecto estava sujeito, a implantação da estação do Marquês foi possível com a escavação de um poço elíptico de grandes dimensões, como se observa na Fig. 35.

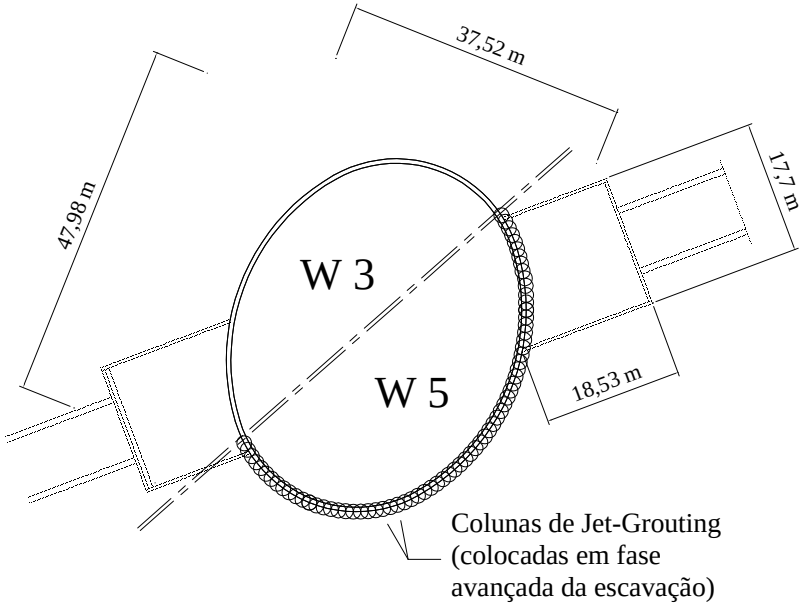


Fig. 35 – Estrutura de contenção e suas dimensões.

A estação constituída por um corpo central ocupando uma área em planta de cerca de 1440 m^2, é definida por um poço elíptico com diâmetro maior de 48 m e um diâmetro menor de 38 m e uma profundidade de 27 m.

O poço teve como "prelúdio" da sua construção a execução de uma viga de coroamento em betão armado com 1,0x0,6 m^2 de secção. Para a sua efectivação foi escavada uma vala envolvente a todo o diâmetro, na qual se montou a armadura, procedendo-se à sua betonagem e posterior exposição da face lateral com a escavação de um troço inicial de 1 m de profundidade.

Com a materialização da viga de coroamento e da rede electrossoldada de arranque para os painéis, foi escavada uma porção de maciço com a espessura de 2 m na parte central do poço de escavação, mantendo-se uma banqueta lateral com uma extensão entre 2 m a 4 m em função das características do terreno e subsequentes deslocamentos excessivos por parte deste. Com a chegada da escavação central à cota 145 m foi então retirada a banqueta lateral através de duas frentes de escavação diametralmente opostas em que a extensão dos painéis retirados variou entre os 6 m e 12 m, de acordo

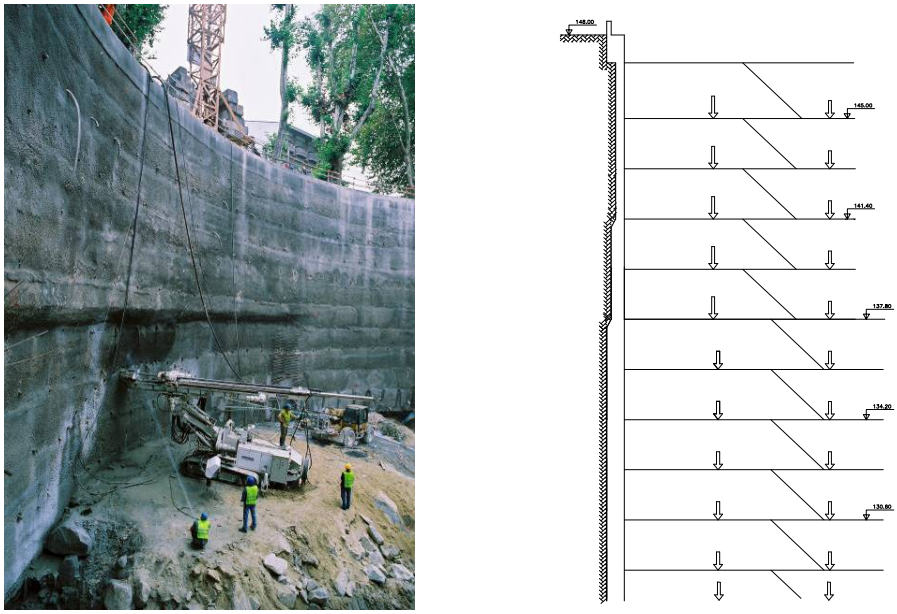
com o tipo de material a ser escavado. Posterior à abertura de cada painel foi, de forma célere, projectado betão com fibras com uma espessura inicial de 4 cm, que com a instalação de mais duas camadas de betão intercaladas por 2 malhas electrossoldadas, traduziu-se num painel de 30 cm de espessura. A sequência de escavação acima descrita e representada na Fig. 36 foi seguida nos posteriores avanços em profundidade, passando altura de cada painel a ser de 1,8 m, com a excepção do avanço final.



(a) (b)

Fig. 36 – (a) Aspecto geral da escavação no nível 11; (b) faseamento construtivo horizontal adoptado.

Relativamente à estrutura de suporte esta consistiu numa parede de betão projectado com armadura interior e exterior sendo a espessura nos níveis superiores (1º ao 4º níveis) de 30 cm seguindo-se dois níveis com uma espessura de 45 cm a partir da qual o suporte possui uma espessura 60 cm constante. A introdução de uma espessura intermédia permitiu uma melhor distribuição longitudinal das tensões na parede dado a disparidade de esforços a que a parede está sujeita no topo e na base de escavação.



(a) (b)

Fig. 37 – (a) aspecto do suporte instalado em obra ; (b) faseamento vertical e suporte adoptado.

Com o decorrer da escavação verificou-se que os assentamentos e deslocamentos associados ao suporte, na zona de solo mais brando, assumiam valores cada vez mais elevados. Devido circunstâncias tanto técnicas como sociais, acrescido de deslocamentos próximos do valor de alarme pré-definidos optou-se a execução posterior de colunas de *Jet Grouting* (Fig. 35).

As colunas *Jet Grouting*, executadas pelo lado do solo dos painéis, possuíam um diâmetro de 1 m e um comprimento médio de 6 m em todo o perímetro a leste da falha sub-vertical. A sua instalação ocorreu antes da escavação do 4ºnível tendo a sua instalação sido feita, em média, a partir da profundidade respectiva, 8 m, prolongando-se até ao 7º nível. Nos registos obtidos não foi possível obter o espaçamento entre os centros das colunas, assim como a distância à face dos painéis.

Como o poço não possui o comprimento necessário para a inclusão do cais, foi necessária a escavação posterior de dois túneis auxiliares permitindo deste modo a total acomodação das estruturas de embarque. Os dois túneis, localizados nos extremos Este e Oeste da estação, foram escavados segundo o método NATM possuindo cada uma área de secção de aproximadamente de 180 m^2 e com uma extensão de cerca de 20 m. A sua execução implicou a destruição do revestimento primário previamente instalado para suporte conduzindo a uma preocupação na viabilização estrutural das aberturas. A solução para o problema passou pela realização de uma estrutura de reforço envolvente à abertura com uma espessura de 0,70 m representada na Fig. 38.

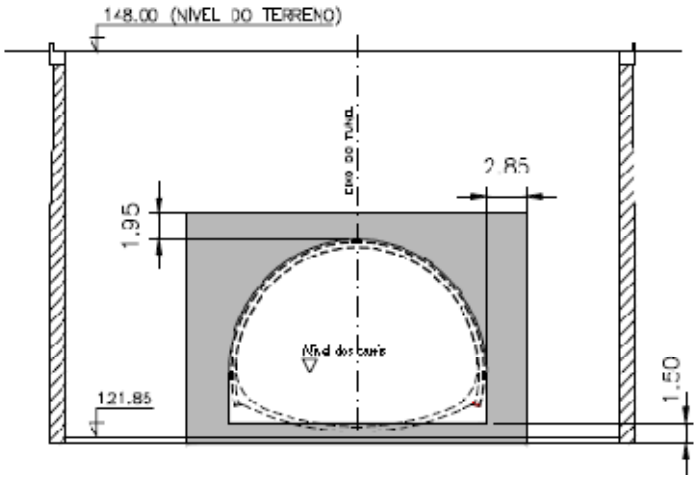


Fig. 38 – Estrutura do suporte auxiliar na abertura dos túneis (retirado de Campanhã *et al,* 2002).

Quanto a condicionantes naturais e prévios à escavação é importante referir o nível freático, instalado entre os 5 m e 6 m de profundidade tendo sido necessário, de modo a que a escavação fosse feita em condições drenadas, a bombagem da água e a instalação de geodrenos de 4 m de comprimento disposto numa malha 1,8x1,8 m^2. De modo a prevenir a rotura hidráulica do fundo de escavação foram também instalados drenos verticais de brita com um diâmetro de 30 cm, nas sucessivas bases de escavação.

Quanto aos materiais adoptados, o betão projectado foi da classe C25/30 enquanto o betão moldado foi o C30/35. As armaduras foram da classe S400.

4.3. CONTEXTO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO

A estrutura em estudo encontra-se inserida num maciço granítico cuja estrutura e características apesar de muito particulares são uma constante do contexto geológico-geotécnico do Porto. Inúmeros estudos foram efectuados com o objectivo de caracterizar o designado solo residual do granito do Porto (Viana da Fonseca, 1988, Santos, 1995 e Viana da Fonseca, 1996).

Para este caso foi feito um esforço adicional na obtenção da caracterização mais exaustiva possível. A campanha de prospecção consistiu numa prospecção geofísica com a realização de 3 ensaios Cross-Hole; na realização de sondagens mecânicas (recolha de amostras do terreno até profundidades a variar entre os 25 m e 40 m; SPT's; pressiómetro de *Menard*; ensaio de *Lugeon* e ensaios dilatométricos), ensaios *in situ* e ensaios de laboratório.

Com os dados obtidos foi possível verificar que após os primeiros 2 m, 3 m de espessura constituídos por aterro ou solo aluvionar predominavam solos graníticos com espessura crescente para SE. Estes solos encontravam-se em contacto com o maciço granítico obviamente de melhores características, identificando-se uma falha sub-vertical orientada segundo o maior diâmetro do poço elíptico. A falha definia o contacto abrupto entre o maciço rochoso (W3) predominante segundo NW e o maciço alterado (W5) segundo SE (Fig. 39).

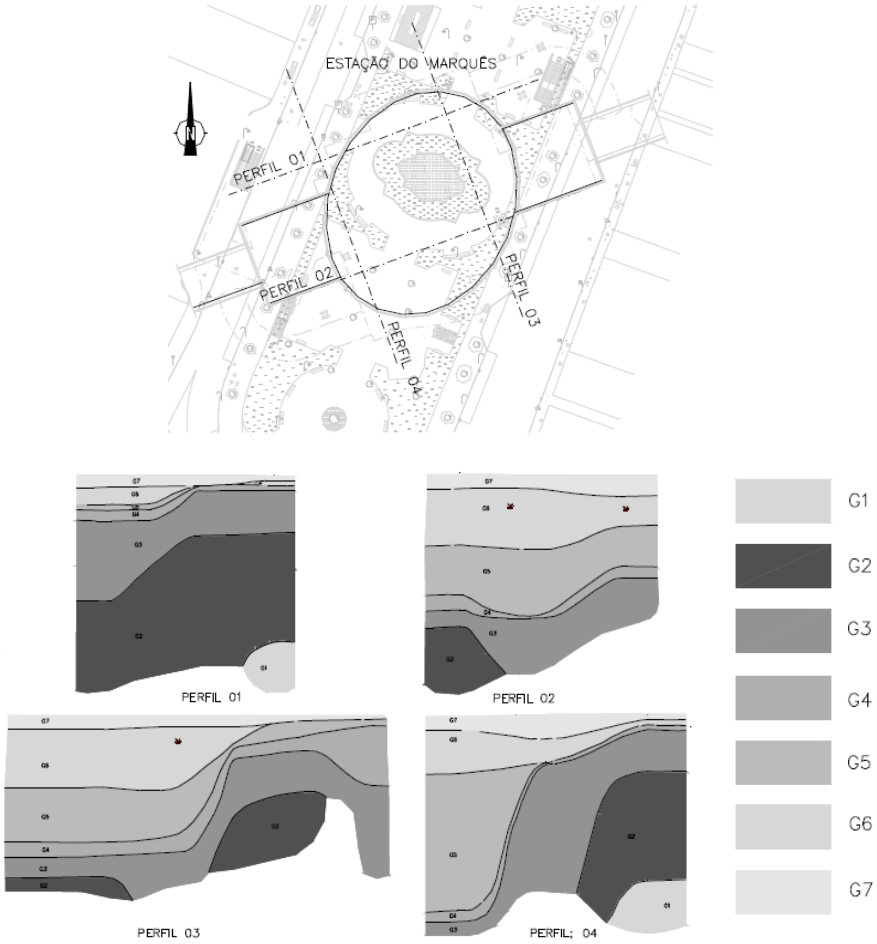


Fig. 39 - Perfis geológicos da Praça do Marquês (retirado de Campanhã, *et al.*,2004).

Com a identificação em planta e em profundidade do horizonte geotécnico foram definidas, as unidades geomecânicas do projecto de base utilizadas no dimensionamento da estrutura e no cálculo da bacia de assentamentos (Geodata/Normetro, 2002) indicados no Quadro 4.

Quadro 4 – Parâmetros Geomecânicos utilizados nos estudos (retirado de Geodata/Normetro, 2002).

Grupo geomecânico	Lit./ Grau de alteração	Material	γ (kN/m^3)	c' (MPa)	ϕ'(º)	E (GPa)
G2	γ/W2	Granito	25	0.4	50	13
G3	γ/W3	Granito	23	0.15	45	1
G4	γ/W4	Granito	21	0.04	28	0.4
G5	γ/W5 (N_{SPT} >50)	Granito Alterado	20	0.03	34	0.150
G6	γ/W5 (N_{SPT} <50)	Solo Residual	19	0.01	32	0.045
G7	At + a /-	Aterro/ Aluvião	19	0	28	0.040

Com o decorrer da obra foi observável a existência de dois contextos hidrogeológicos diferenciados, de acordo com o tipo de maciço. Sendo o maciço terroso menos permeável do que o associado ao menos alterado. Este facto teve como consequência a instalação de poços de bombagens auxiliares de modo a uniformizar o cone de rebaixamento como se verifica na Fig. 40.

O facto de o rebaixamento do nível freático ter sido feito à medida que os trabalhos de escavação decorriam induziu a um acréscimo de rigidez no solo mais brando devido à situação não saturada a que o solo ficou sujeito. Este aspecto é amplamente discutido em trabalhos do âmbito da Estação de Salgueiros onde o procedimento de diminuição do nível freático foi idêntico. É ainda importante referir que no caso de Salgueiros (Topa Gomes, 2008) o rebaixamento do nível freático induziu assentamentos importantes nas estruturas envolventes. No entanto a influência do rebaixamento não será alvo do estudo em questão.

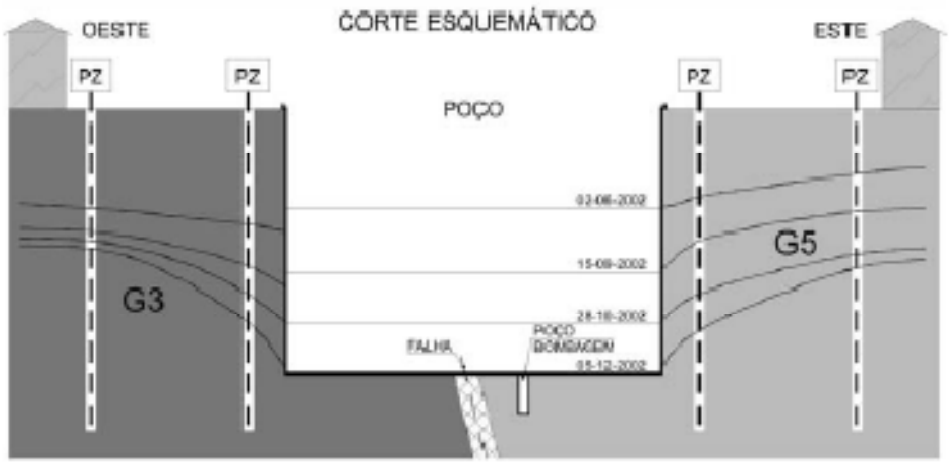


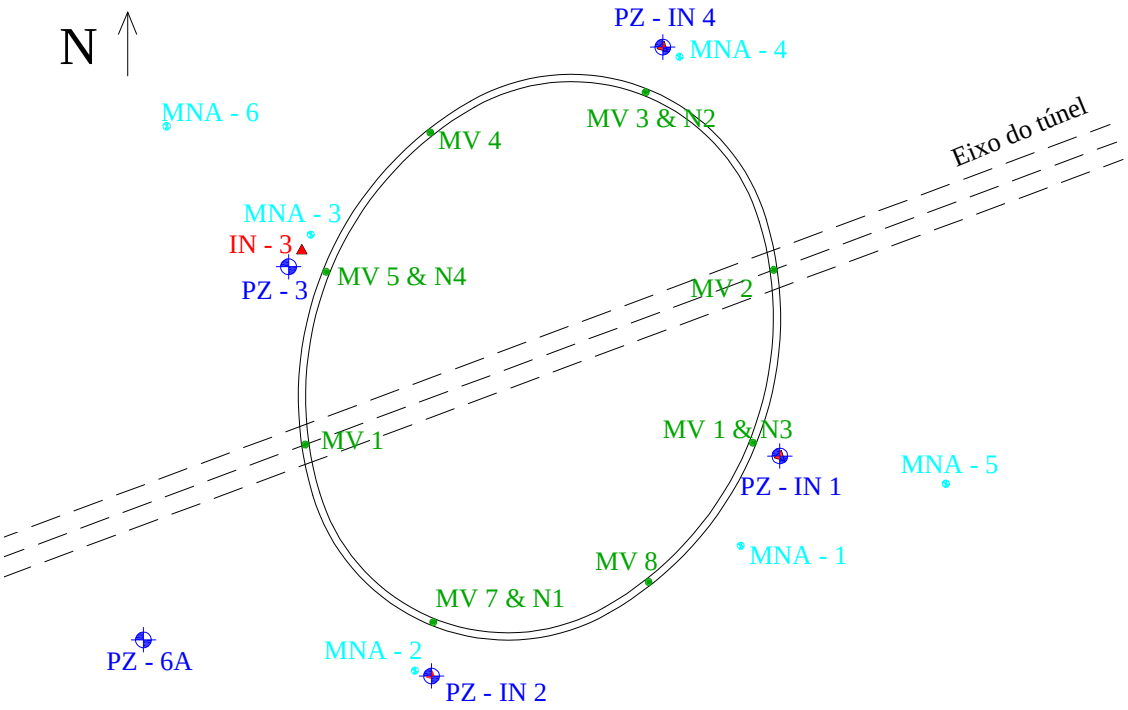
Fig. 40 – Esquema das sucessivas cotas do nível freático a este e oeste da falha (retirado de Campanhã, *et al.*, 2004).

4.4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO

4.4.1 PLANO DE MONITORIZAÇÃO

Apesar das constantes inovações no campo da prospecção e da gestão do risco é consensual afirmar que é impossível o conhecimento de todas a variáveis e particularidades associadas a este tipo de intervenção. Tal constatação introduz um elevado grau de incerteza, esta incerteza ou indeterminação neste caso está associada não só à tipologia da contenção ou à natureza subterrânea da obra mas também ao contexto geotécnico da região em que o poço se insere, não esquecendo ainda o risco de falhas humanas ou de equipamento latentes neste tipo de obras. Dito isto, foi desenvolvido um plano de monitorização na Estação do Marquês com os objectivos de acompanhar e formular medidas que permitissem minimizar riscos e a tomada rápida de decisões quando necessário. Este plano também teve como o objectivo a validação dos modelos de comportamento adoptados tanto para a estrutura de contenção como o terreno e a afectação das estruturas adjacentes.

O plano de monitorização adoptado passou pela percepção do funcionamento e fenómenos envolvidos na execução da estrutura de contenção, assim como a análise de possíveis problemas de instabilidade ou deformações excessivas. Através da determinação das deformações associadas à escavação e seu reflexo nas estruturas adjacentes pretende-se delimitar a área de influência a que está associada.



PZ - piezómetro
IN - inclinómetro
MV - pontos de nivelamento na viga de coroamento
N - pontos de nivelamento nos anéis de suporte
MNA - marca do nível de água

Fig. 41 - Instrumentação do poço da Estação do Marquês (adaptado de Geodata/Normetro, 2002).

Na Fig. 41 estão representados os instrumentos utilizados na monitorização da Estação do Marquês. A concretização do plano passou pela instalação de quatro alvos topográficos e quatro pontos de nivelamento nos extremos da elipse com o objectivo de registar os deslocamentos segundo as três

direcções tal como a análise da convergência de estrutura. Tanto os alvos e os pontos de nivelamento estão agrupados em seis profundidades diferentes: viga de coroamento e nos pontos médios dos anéis 1, 4, 6, 9 e 12.

A escolha destes anéis em específico, passou pelo facto de o 1º anel ter uma profundidade superior à maioria dos anéis escavados enquanto os anéis 4 e 6 são escolhidos devido ao facto de serem os primeiros anéis cuja estrutura de contenção é feita com uma projecção de betão com uma espessura de 45 cm e 60 cm respectivamente. Enquanto os anéis 9 e 12 então localizados a 1/3 e 2/3 da profundidade associado ao suporte de 60 cm de modo a obter um maior "controlo" sobre o suporte sujeito a maiores tensões horizontais.

Para a medição dos deslocamentos horizontais internos do maciço foram instalados 4 inclinómetros enviesados aos extremos da elipse e a uma distância entre os 2 m e os 4,5 m da escavação. Dos quatro, três são ainda utilizados como piezómetros que com o auxílio de medidores do nível de água permitiram identificar e analisar a cota do nível freático à medida que se procedia à drenagem do maciço.

De modo a ser possível a monitorização dos movimentos induzidos pela escavação nas edificações circundantes foram instalados diversos equipamentos ,como por exemplo, réguas de nivelamento de modo a aferir assentamentos, alvos topográficos quantificando desta maneira deslocamentos horizontais e verticais e inclinómetros para determinar a rotação angular sofrida pelo edificado e a direcção do movimento. Em acréscimo foram colocados fissurómetros permitindo ter a percepção se a escavação induziu a abertura ou o fecho de fissuras. Os edifícios mais próximos da escavação estão a uma distância de cerca de 20 m.

4.4.2. Apresentação inicial do Comportamento da Escavação

4.4.2.1. Assentamentos à superfície

4.4.2.1.1. Assentamentos perto de edificações

Como já referido uma das grandes condicionantes foi o comportamento do solo subjacente às inúmeras edificações envolventes à escavação tanto do poço como dos próprios túneis de acesso à estação. Na Fig. 42 é visível a grande densidade de infra-estruturas envolventes à praça do Marquês, devido à sua disposição é visível que os edifícios em que o cuidado e consequente instrumentação foi de maior incidência estão localizados a Este da praça. A maior parte dos edifícios são predominantemente de habitação constituídos por três ou mais andares sendo o rés-do-chão afecto a serviços diversos, que como é óbvio, são zonas densamente frequentadas.

Na monitorização efectuada foi tida em especial atenção (dada a sua maior proximidade da escavação) 6 edifícios identificados na Fig. 42 nos quais foram instaladas réguas de nivelamento que com o auxílio de clinómetros permitiram ter um conhecimento tanto ao nível dos deslocamentos a que a estrutura poderia estar sujeita assim como distorções. Para além disso foram identificados e controlados outros doze edifícios nos quais foram instalados conjuntos de dois alvos topográficos a dois níveis diferentes permitindo perceber os deslocamentos a que as fachadas dos edifícios poderiam estar sujeitas.

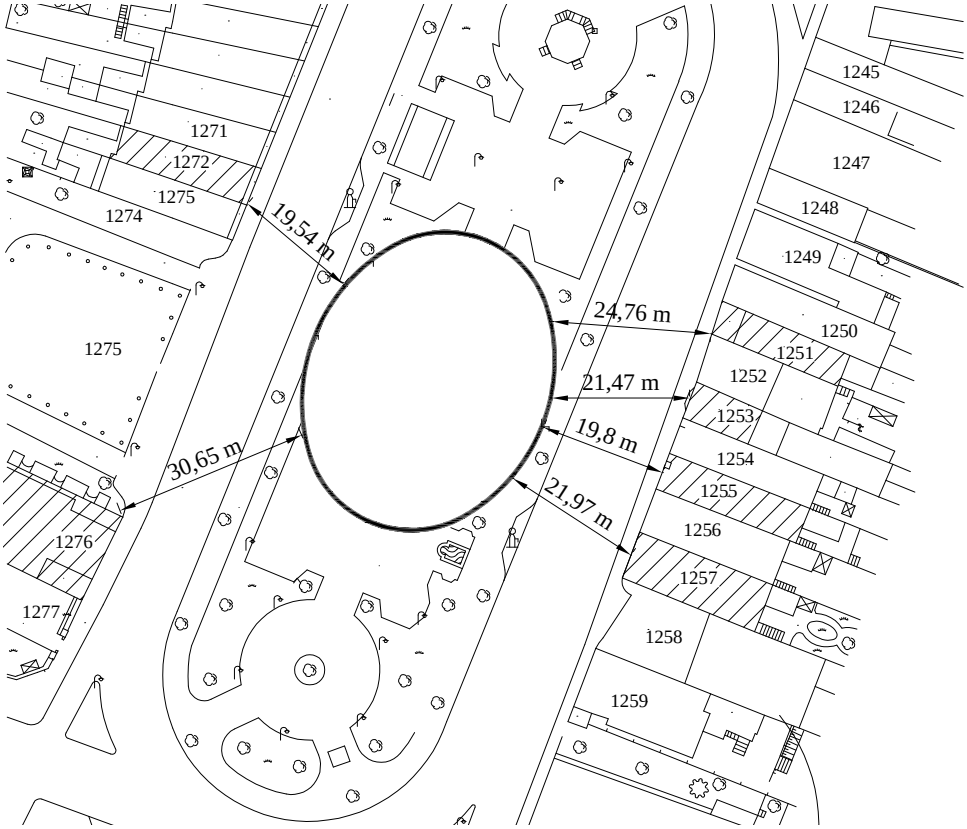


Fig. 42 – Esquema dos principais edifícios monitorizados e respectivas distâncias à escavação.

4.4.2.1.2. Assentamentos do suporte

Para além da verificação dos assentamentos ao nível das edificações foi necessário ter uma percepção dos assentamentos no maciço envolvente mais próximo da escavação permitindo não só ter uma percepção da sua evolução com o desenvolvimento da escavação mas também verificar a desenvolvimento dos mesmos em planta

Os assentamentos máximos registados atingiram 70 mm (Fig. 44), tendo presente a tardia instalação dos alvos, é consensual afirmar que os verdadeiros assentamentos assumiram-se como mais gravosos. Tendo em conta o comportamento do suporte no decorrer da escavação observa-se nas primeiras fases de escavação taxas de crescimento importantes. Enquanto a partir da escavação do 4º nível o andamento de deformações passa a ser completamente diferente, muito mais suave, consequência da instalação das colunas de *Jet Grouting.* Tal comportamento observa-se até ao 7º nível, em que voltam a existir incrementos importantes mas com uma intensidade menor à registada nos primeiros níveis.

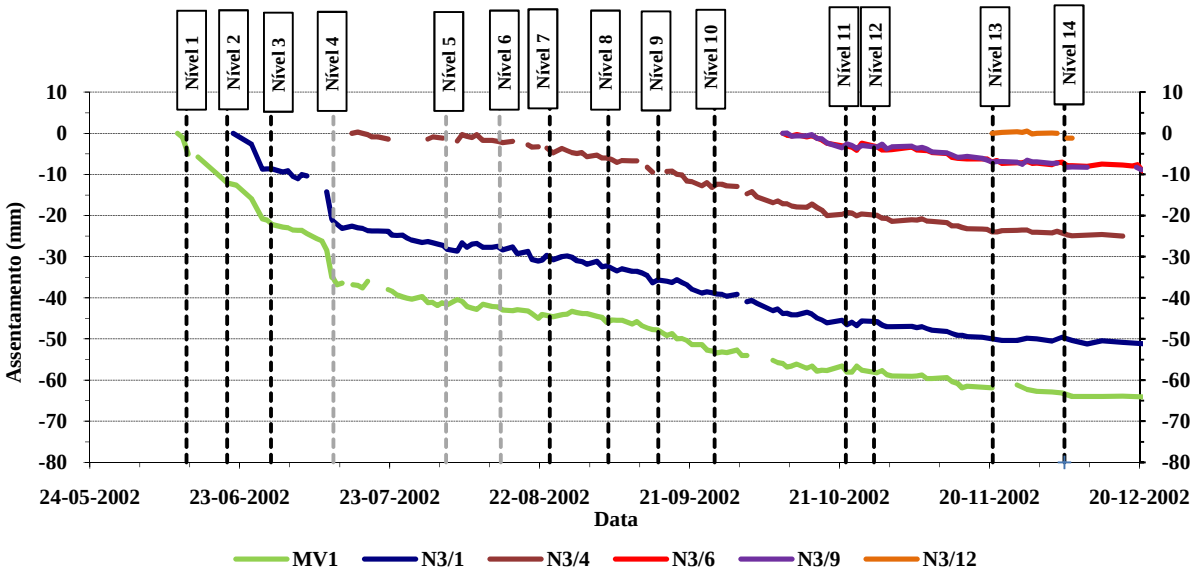


Fig. 43 – Assentamentos no suporte Leste -nº do alvo/nível do suporte (retirado de Geodata/Normetro, 2002).

No suporte Leste/Sul (Fig. 44) os assentamentos associados principalmente aos primeiros níveis apresentam-se menores do que os registados no suporte Leste (Fig. 43). Para além disso não é perceptível uma alteração tão fincada dos assentamentos com a instalação das colunas de *Jet Grouting*. Como se sabe a execução da escavação e instalação do suporte são feitos de forma sequencial dentro do mesmo anel, no entanto os alvos foram instalados na mesma data permitindo este facto justificar em parte a menor afectação dos assentamentos assim como o facto de na viga e nos 1º e 2º níveis os assentamentos no final da escavação sejam maiores no suporte Leste/Sul.

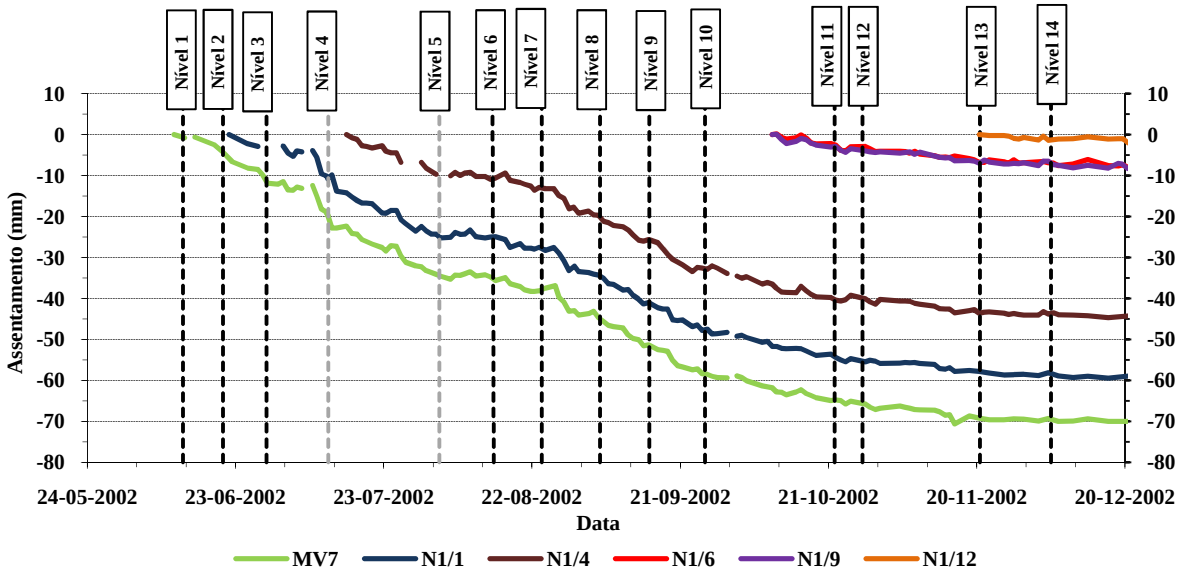


Fig. 44 – Assentamentos no suporte Leste/Sul -nº do inclinómetro/nível do suporte (retirado de Geodata/Normetro, 2002).

4.4.2.2. DEFORMAÇÃO HORIZONTAL DO SUPORTE

4.4.2.2.1. Deformada da viga de coroamento

Na Fig. 45 é apresentada o aspecto da deformada em planta da viga de coroamento. Tal foi possível recorrendo aos oito alvos topográficos instalados na mesma.

Verifica-se um comportamento algo atípico, isto porque na zona com um raio de curvatura maior, ou seja, o segmento da estrutura teoricamente mais rígido, foram registados a partir do alvo respectivo (identificado como MV7) os maiores deslocamentos em planta tal como assentamentos. Em adição verifica-se que na zona mais plana (associada ao alvo topográfico MV1) é registado um avanço da viga na direcção oposta à escavação, que neste caso, contrariamente aos cálculos introdutório efectuados (assim como estudo desenvolvido por Topa Gomes, 2008, na avaliação da influência do raio médio de escavação e do quociente entre o raio mínimo e o raio máximo), há uma divergência da parte superior do suporte.

Como atenuação do "comportamento" registado é necessário referir que a primeira leitura da viga data de quase um mês após o início da execução da mesma, introduzindo então uma grande indeterminação no comportamento real. Acresce também a possibilidade de alvos localizados tão à superfície poderem ser facilmente deslocados da posição inicial por movimentações no local e obra.

Recorrendo à instrumentação efectuada com a medição da corda entre pontos diametralmente opostos confirma-se o facto de haver uma divergência por parte do suporte próximo do eixo longitudinal do poço. No entanto visualizando-se os valores de deslocamentos associados à corda e aos dois pontos da mesma é correcto afirmar que a divergência em MV7 será na realidade menor do que a registada. Quanto à corda associada aos pontos MV1 e o oposto (MV5) é registado um movimento global de convergência, ou seja os pontos aproximam-se. Porém devido ao valor reduzido que apresenta e à indefinição da deformada original (anterior à instrumentação), não é claro qual a deformação sofrida pelo suporte.

Analisando a deformada da viga de coroamento tendo apenas em consideração os deslocamentos registados nas cordas verifica-se um efeito quase de compressão elástica em que a redução da maior parte da elipse criada pela viga de coroamento conduz a uma extensão para o exterior da região mais rígida do suporte (Fig. 45). Esta extensão para o exterior na zona mais rígida, teoricamente seria de menor amplitude do que as convergências no entanto verifica-se em MV7 uma divergência de grande amplitude, evidenciando a existência nesta zona de uma zona de solo ainda mais brando do que o normalmente verificado a Leste da escavação.

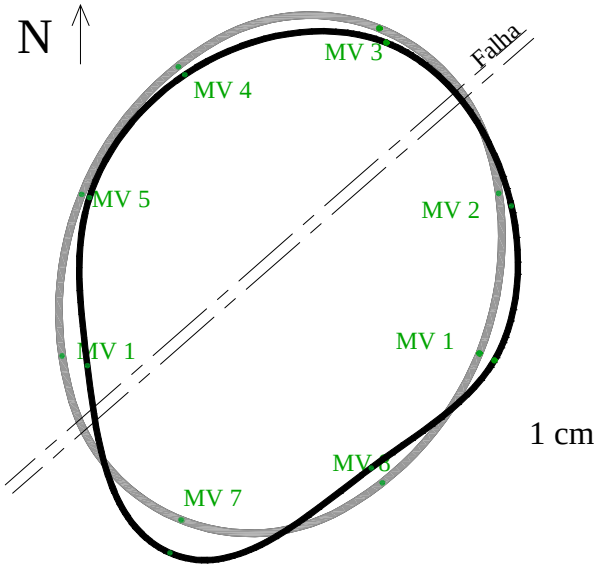


Fig. 45 – Aspecto da deformada da viga de coroamento.

4.4.2.2.2. Deformada do restante suporte

A deformada dos níveis inferiores do suporte é baseada nos registos efectuados através dos alvos instalados em cinco anéis diferentes. Como já referido, a instalação dos alvos em anéis específicos permitirá ter uma percepção da deformada do suporte, sendo estes preconizadores dos esforços a que o suporte está sujeito. Para uma quantificação precisa dos deslocamentos ocorridos, os alvos deveriam ser instalados, idealmente, logo após a betonagem dos painéis. No entanto, parte dos alvos foram instalados não após a betonagem do painel em questão mas sim do painel imediatamente abaixo. Tal ocorrência impossibilitou o registo dos principais incrementos de deslocamentos nos respectivos anéis de suporte que como já referidos ocorrem na escavação imediatamente abaixo do segmento em análise.

Admitindo que alvos referentes aos respectivos anéis foram colocados de forma faseada num menor intervalo de tempo é possível tirar ilações acerca do comportamento apresentado pelos alvos localizados a Leste da falha, o localizado no segmento de menor raio localizado a Leste e no do maior raio Leste/Sul. Outro aspecto distinto do esperado passa pelo facto de, a menores profundidades, em que as características do maciço localizado de um e do outro lado da falha são mais distintas, há um crescimento mais “sustentado” e “coincidente” dos anéis 1 e 4 localizados a Oeste da falha enquanto no sector Leste/Sul há um crescimento das deformações de forma desfasada que nos alvos a Leste da falha.

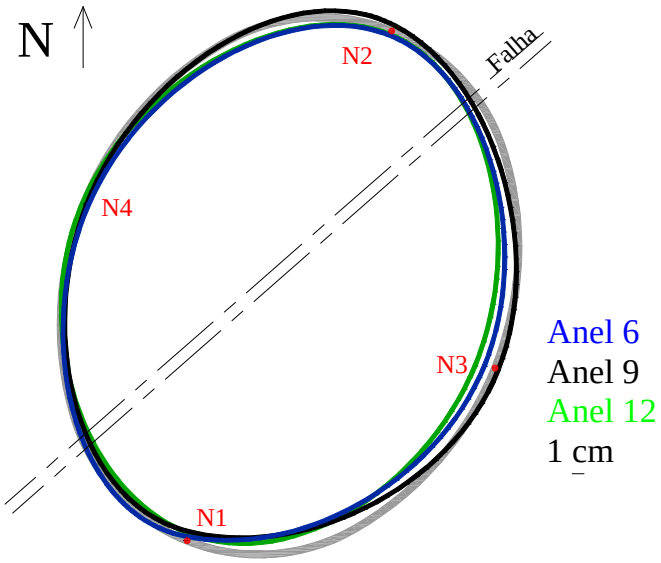


Fig. 46 – Deformada em planta dos anéis 6 (azul), 9 (preto) e 12 (verde).

No alvo associado a Leste/Sul há uma redução do deslocamento no 1º anel não significando obrigatoriamente um deslocamento divergente, isto devido ao desfasamento da betonagem do anel e início da sua respectiva monitorização. O desenvolvimento da deformada segue o "comportamento" da viga de coroamento assim como um número substancial de anéis a profundidades maiores. Este comportamento é totalmente identificado no cálculo base efectuado em que (Fig. 46) verifica-se que os incrementos sofridos no maciço mais deformável acima da base de escavação são no sentido contrário à escavação, ou seja não há um recuo "por si" do solo mas este é empurrado pelo suporte. Este comportamento é apenas verificado no solo adjacente ao suporte com o raio de curvatura reduzido, tratando-se de um movimento a dois tempos. Inicialmente com o desconfinamento do solo, este tem tendência a deformar-se em direcção à escavação, a consequente colocação do suporte permite a contenção do solo que irá sofrer um retrocesso dos deslocamentos com a escavação seguinte.

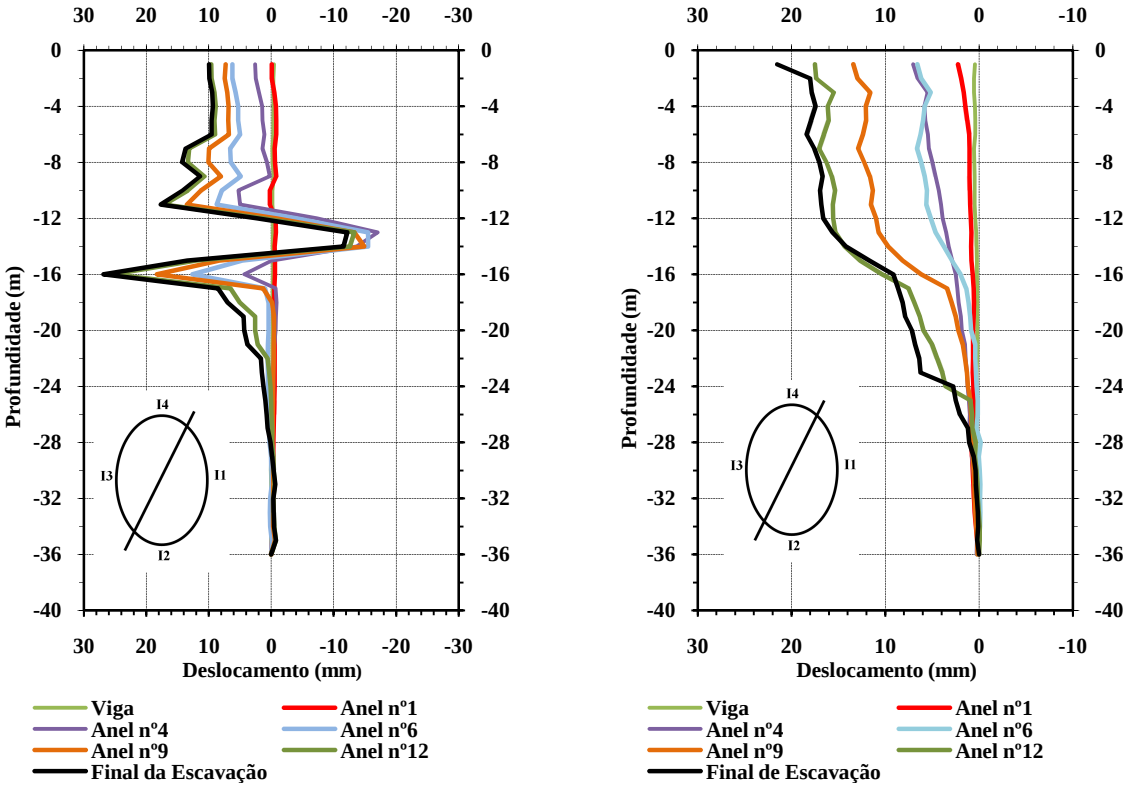
A sucessiva projecção de betão e consequente aumento de rigidez de membrana associada à rigidez flexional devido ao reduzido raio de curvatura leva a que nas camadas superiores se deformem de forma a contrariar o movimento do solo de tal forma que pode efectivamente levar a um efeito de divergência.

4.4.2.3. DEFORMAÇÃO DO MACIÇO

Para ter em conta a deformação do maciço associada à escavação foram instalados, como já referido, quatro inclinómetros (Fig. 41). Os equipamentos foram instalados a uma distância entre os 2 m e 4 m dos pontos de maior e menor raio de curvatura do suporte, ou seja, faces que possuem maior e menor rigidez de membrana respectivamente. Os inclinómetros não foram colocados exactamente no enfiamento desses pontos, possivelmente devido a condicionantes de estaleiro ou construção, tal facto não permite ter com total exactidão o efeito que a escavação terá na deformação do maciço.

Como se esperava as deformações associadas ao lado Oeste da escavação são menores que as associadas à ao lado Leste (Fig. 47). Em primeira análise, tal deve-se às diferenças de rigidez e resistência nas características geotécnicas nos dois lados da falha, sendo possível afirmar que a

mancha de pontos em cedência será extensível a grande parte do maciço localizado atrás do suporte e a Leste da falha enquanto a Oeste a mancha será muito mais pequena limitando-se a pequenos focos.



(a) (b)

Fig. 47 – Deformada no inclinómetro 3 (a) e 4 (b) (direcção normal ao suporte; positivos para dentro da escavação).

No inclinómetro I4 (Fig. 47) o andamento de deformações é típico de um solo com pequenas zonas de plastificação, em que o aumento de rigidez profundidade, as boas características de resistência no seu todo e o facto de estar próximo do suporte com maior rigidez traduz-se num perfil de deformação homogéneo até aos 14 m de profundidade a partir do qual os deslocamentos começam a reduzir-se. Refere-se ainda o facto de entre a escavação do anel 6 e do 9 haver um incremento importante dos deslocamentos entre os 0 m e 16 m de profundidade, ou seja quando a base de escavação se encontra abaixo dos pontos em análise. Este efeito é amplamente discutido no Capítulo 3 com a discussão das deformações associadas ao suporte.

O inclinómetro I3 (Fig. 47) apesar de estar "associado" a um suporte mais flexível é interessante verificar um andamento até aos 11 m de profundidade, semelhante ao obtido no cálculo de introdução ao problema, com o crescimento da deformação do suporte em profundidade. Tal comportamento é facilmente observável devido ao facto de a escavação a estas cotas ocorrer num contexto geotécnico quase regular. Ainda no Cálculo Introdutório de poços elípticos foi discutido o facto de o solo na parte mais larga e superior do suporte possuir uma deformada semelhante a uma barra encastrada devido à pouca rigidez de membrana. Neste caso tal não ocorreu, verificando-se que os deslocamentos nos primeiros 5 m são semelhantes em profundidade havendo novamente um incremento substancial entre as escavações dos anéis 6 e 12. Tal ocorre não só devido à prévia instalação da viga de coroamento mas também devido ao crescimento da rigidez com a profundidade em que o aumento do módulo de

deformabilidade do maciço em profundidade conduzindo a um perfil de deslocamentos mais uniforme. Não esquecendo a redução do efeito de arco na direcção horizontal, justificando o comportamento distinto do suporte à superfície (Topa Gomes, 2008). Dos resultados obtidos neste inclinómetro é importante também referir o facto de entre os 11 m e 14 m haver uma inversão importante dos deslocamentos, de tal modo que o valor máximo atingido é semelhante ao máximo verificado na direcção da escavação. Tal movimento pode estar associado a um problema com a leitura do inclinómetro, corresponder a uma zona de transição brusca do comportamento do maciço ou simplesmente os valores estarem fora do intervalo de precisão do instrumento.

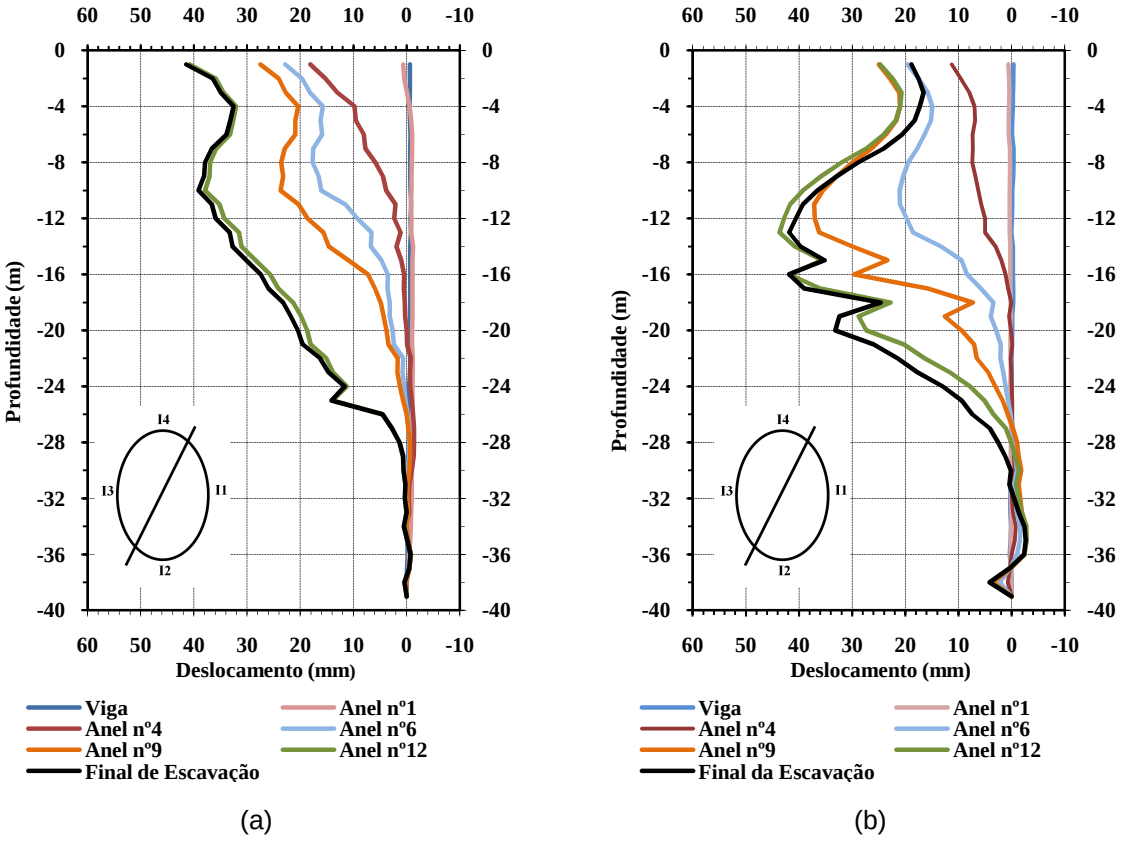


Fig. 48 - Deformada no inclinómetro: (a) 1 (Este); (b) 2 (Leste/Sul); direcção normal ao suporte; positivos para dentro da escavação.

Quanto aos inclinómetros I1 e I2 (Fig. 48) como seria de esperar são observados maiores deslocamentos comparativamente com os outros dois. Para além disso é visível a formação de "barrigas" mais pronunciadas consequência de uma maior plastificação e posterior "procura" de equilíbrio por parte do maciço.

Comparando as duas instrumentações verifica-se que mesmo apesar de I2 estar mais distante do suporte do que I1, os deslocamentos máximos são semelhantes atingindo os 45 mm. Tendo em vista os cálculos já executados tal pode parecer contraditório no entanto analisando a geologia da área de implantação de um e outro, verifica-se que o solo na vertente Leste/Sul possui as mesmas características de deformabilidade do que o localizado a Leste no entanto com espessuras maiores, de tal modo que a totalidade da escavação em I2 é feita em solo alterado ao contrário de I1 em que a parte final da escavação (6 m) já ocorre em material rochoso.

Em ambos os casos a reduzida rigidez de membrana e a reologia do maciço, nos primeiros metros de escavação, assumem-se com importantes. Veja-se no caso de I2 em que o deslocamento associado aos primeiros metros de escavação assume-se como 55% do deslocamento máximo (entre os 8 m e 12 m) enquanto em I1 o deslocamento nos primeiros metros é mesmo o valor mais elevado e superior ao respectivo em I2. Como a estratigrafia nas primeiras camadas é semelhante este aspecto final dever-se-á à diferença de rigidez de membrana num suporte mais ou menos flexível assim como a intensidade de redistribuição de tensões num maciço mais ou menos resistente/rígido.

Em I2 verifica-se que a deformada possui três ramos distintos, um convexo e dois côncavos. A concavidade inicial prende-se com o efeito da deformação da viga de coroamento que é superior ao efeito predominante relativamente à rigidez de membrana. É interessante referir que após a escavação do 12º anel há um recuo generalizado do maciço até sensivelmente aos 16 metros enquanto abaixo desta profundidade são registados deslocamentos cada vez maiores, tal resulta de erros relacionados com o equipamento de instrumentação. As súbitas falhas na curva de deformação poderão estar relacionadas também com problemas de leitura no inclinómetro ou com diferenças de rigidez pontuais.

Quanto a I1 os deslocamentos associados aos primeiros metros de escavação apresentam-se como muito elevados. Tal é devido à reduzida rigidez de membrana nos primeiros patamares, não esquecendo a influência dos incrementos de resistência/rigidez devida à condição não saturada do solo. À profundidade de cerca de 10 m são registados deslocamentos importantes associadas à passagem do suporte com espessura de 0,45 m para o de 0,60 m sendo então explícito o binómio resistência/deslocamento em que menores espessuras garantem menores esforços no suporte mas maiores deslocamentos enquanto para espessuras maiores os deslocamentos serão mais limitados à custa de uma maior rigidez no suporte e consequentes esforços. Neste caso é notório um grande incremento na deformada entre a escavação no 9º e 12º anéis correspondentes às profundidades da base dos painéis às cotas 17,4 m e 22,8 m. Pela análise das sucessivas deformadas verifica-se o surgimento de importantes deformações ao nível das profundidades cujos anéis foram escavados, no entanto tal também ocorre de uma maneira geral a menores profundidades. Este facto leva a concluir que há uma translação geral do solo atrás deste suporte específico.

Como já foi referido a escavação do poço é feita em condições drenadas, isto devido ao facto de se ter executado uma drenagem sequencial do maciço à medida que se executava a escavação. Este processo como é evidente não é instantâneo, ou seja, é certo que quando se procede à escavação de um determinado anel o solo possua ainda nos seus vazios alguma água, sendo mais adequado atribuir ao solo uma condição não saturada.

Não entrando em grandes considerações poder-se-á dizer-se que como o solo possui uma reduzida quantidade de água há o surgimento de forças de contacto de aproximação entre partículas (sucção), estas forças são de tal modo importantes que a trajectória de tensões predominante é diferente da considerada para um solo em condições drenadas. Topa Gomes (2008) efectuou um vasto número de ensaios em amostras não saturadas num solo residual do Granito do Porto, de modo a compreender melhor a fenomenologia deste tipo de solo. Dos ensaios efectuados e da bibliografia existente é possível afirmar que a variação do nível de sucção induz alterações nas características de resistência assim como de deformabilidade. Os ganhos na rigidez de deformação relativos ao nível de sucção serão maiores a profundidades menores de escavação, reduzindo à medida que a profundidade aumenta tal como o teor de água ate à profundidade final a que o nível freático final está localizado.

Outro aspecto a ter em conta prende-se com a evolução das características de deformabilidade do maciço em que um aumento da profundidade e consequente da tensão de confinamento traduz-se num crescimento do módulo de deformabilidade com a profundidade. A combinação destes aspectos foi

considerada Topa Gomes (2008), considerando um maciço homogéneo em profundidade é possível obter um diagrama de variação do módulo de deformabilidade com a profundidade. Neste diagrama "teórico", nos níveis superiores há um incremento importante da rigidez por parte do maciço devido à sucção, enquanto em profundidade o maciço responde de forma muito mais rígida dado o maior grau de confinamento do maciço. Nos níveis intermédios a redução da deformabilidade resulta no comportamento não linear do corpo, amplamente discutido no Capítulo 3 em que deformações cada vez maiores conduzem a um comportamento cada vez menos rígido por parte do solo que apenas é notório a níveis intermédios devido ao menor, em termos comparativos, confinamento do terreno.

Nos perfis I2 e I1 são notórios os dois aspectos enunciados em cima em que os deslocamentos são à cota inicial do nível freático (5 m a 6 m) são reduzidos parte devido ao ganho de rigidez enquanto a grande profundidade a deformada assemelha-se a uma viga encastrada devido à maior rigidez do maciço na base de escavação. Nos níveis intermédios há uma redução da rigidez resultando na formação de uma "barriga" mais perceptível em I2. Faz-se novamente referência ao facto de no I1 haver um deslocamento geral do maciço tal efeito não é tão perceptível com em I2.

5
ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTAÇÃO DO MARQUÊS

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como já foi recorrentemente referido o facto mais preponderante desta obra geotécnica é o contraste de rigidez presente no volume de implantação. Neste caso metade da escavação ocorre num maciço com características de resistência e deformabilidade coincidentes com a rocha de Granito do Porto enquanto a outra metade da intervenção ocorre em solo muito alterado, solo residual, também de Granito do Porto numa condição não saturada.

O âmbito deste estudo passa numa fase inicial pela classificação do maciço envolvente à obra baseando-se apenas no comportamento do próprio solo. Um dos aspectos preponderantes neste tipo de obras passa pela consideração da condição não saturada solo, assunto cuja referência já foi feita no Capítulo anterior e amplamente discutido por Topa Gomes (2008) no entanto, este aspecto não foi considerado.

O estudo permitirá não só a identificação de parâmetros geotécnicos que possam ter uma importância especial neste tipo de estruturas em geral, ou nesta obra em particular. Para isso serão realizados um conjunto de cálculos tridimensionais que numa fase inicial servirão apenas como calibração do modelo, de modo a que numa fase posterior seja possível executar um modelo mais abrangente com a simulação do "efectivo" contraste de rigidez.

Nesta fase recorrendo aos resultados obtidos pelo cálculo automático serão identificados e caracterizados os principais aspectos associados ao comportamento do solo aquando da escavação da Estação do Marquês. Os pontos aqui abordados serão validados quando possível, pelos dados obtidos na monitorização. Após a comparação entre os dados obtidos no modelo e os reais serão feitos novos cálculos adoptando novas características do maciço assim como a sua disposição em profundidade. Simultaneamente serão discutidos os aspectos mais importantes da modelação e consequente compreensão do comportamento do maciço sujeito à intervenção.

Como é fácil de compreender a simulação computacional a efectuar é em inúmeros aspectos distintos do comportamento real da obra. Refira-se ainda não ser objectivo deste trabalho uma análise exaustiva e quantificação de deformações e esforços a que o suporte está sujeito.

5.2. MODELO NUMÉRICO ADOPTADO

O código numérico usado ao longo desta dissertação como já foi feita referência designa-se por *Code_Bright*®. Este programa desenvolvido na Universidade Politécnica da Catalunha pelo Departamento de Engenharia do Terreno, pelo facto de se tratar de um programa de âmbito estritamente académico, a sua utilização em Portugal é reduzida.

A sua utilização deverá, neste momento limitar-se a dois trabalhos, realizados na FEUP, com o objectivo da análise do MESV. O programa num dos casos foi aplicado a cortinas de estacas (Matos, 2010) enquanto noutro o estudo da metodologia na escavação da Estação de Metro de Salgueiros (Topa Gomes, 2008).

Apesar da sua utilização nestes casos, assim como na dissertação em questão ser maioritariamente com o objectivo de modelação de estruturas geotécnicas, o seu âmbito é muito mais abrangente com a possibilidade da análise acoplada de problemas térmicos (propagação de calor em meios poroso), hidráulicos (percolação de água ou fluxo de gás) e mecânicos (consideração de condições não saturadas).

O código (Oliveira & Vaunat, 1996) tem sofrido sucessivas evoluções até 2006 e assenta em diversas leis constitutivas enumeradas e descritas no Quadro 5, permitindo estabelecer uma relação entre tensões e deformações a partir dos deslocamentos calculados para cada um dos materiais em questão. O tempo e espaço são discretizados no modelo com o recurso ao método das diferenças finitas e ao método dos elementos finitos respectivamente.

O pré e pós processamento são feitos com o recurso ao programa *Gid* ®, também desenvolvido na mesma instituição estando este disponível comercialmente.

Quadro 5 – Equações constitutivas presentes no programa Code_Bright® (retirado de Topa Gomes, 2008).

Equação Constitutiva	Variáveis
Lei de *Darcy*	Fluxo líquido e gasoso (a condutividade depende da porosidade, teor em água e temperatura)
Lei de *Fick*	Fluxo de vapor de água e de materiais solúveis
Lei de *Fourier*	Fluxo de calor (a condutividade térmica depende da porosidade, teor em água e temperatura)
Curva de Retenção	Controla o grau de saturação da fase líquida
Modelo mecânico	Tensor das tensões. Há diversos modelos de comportamento desenvolvidos com base em leis elasto-plásticas e visco-plásticas
Densidade da fase	Densidade sólida e densidade líquida. A densidade líquida depende da pressão e temperatura
Lei dos gases	Densidade gasosa. Lei dos gases perfeitos para a mistura de vapor e ar seco

5.3. MODELO DE COMPORTAMENTO DO SOLO

O código utilizado é diversificado quanto aos modelos comportamentais a atribuir ao solo. No caso em análise o modelo adoptado considera um comportamento diferenciado, logo matrizes distintas, entre o

solo e a ligação entre as suas partículas., esta distinção resulta da consideração de uma cimentação os grãos constituintes.

Apesar da complexidade do modelo (descrita em Pinyol *et al.* (2007)) apenas é considerada a parte respeitante ao comportamento elástico perfeitamente plástico controlado pelo critério de rotura de *Mohr-Coulomb*. A descrição matemática global do modelo está presente no manual do programa (Departamento de Ingeniería del Terreno, 2008). Em Topa Gomes (2009) é possível encontrar as equações do modelo que controlam o comportamento elásticos, assim como a função de cedência, ou mesmo de potencial elástico.

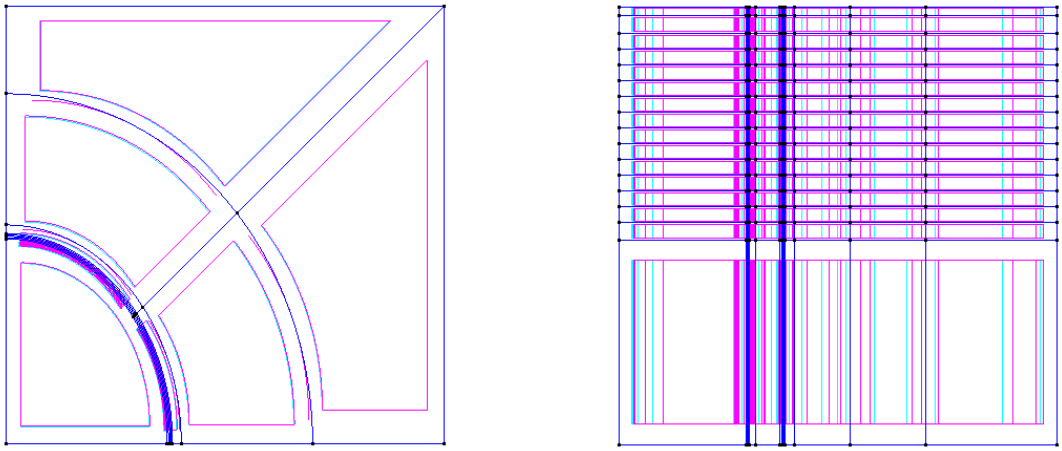
5.4. CÁLCULO BASE DA ESTAÇÃO DO MARQUÊS

5.4.1. MODELO ADOPTADO

5.4.1.1. Malha adoptada

A forma associada à estação do Marquês permite a sua decomposição em quatro quartos resultantes dos seus eixos principais serem eixos de simetria. De modo a reduzir o número de nós e elementos associados a estes cálculos será apenas considerado um quarto da estação. Esta simplificação apesar de se assumir como aceitável encontra-se um pouco afastada de realidade no que à disposição do solo envolvente diz respeito. Este cálculo terá então como objectivo principal a percepção da deformada ao nível dos inclinómetro e a percepção do comportamento do solo e suporte considerando que o solo envolvente possui uma distribuição homogénea em planta.

Recorrendo ao programa de pré-processamento é possível reproduzir a geometria da obra usando macro elementos. Neste caso serão volumes (tridimensionais), aos quais se atribuem propriedades em função de pertencerem a um estrato específico, à estrutura de suporte ou simplesmente um anel de solo escavado. Para a representação da estrutura de suporte foi necessário proceder à sua duplicação dos elementos associados, de modo a que as tensões geradas nestes apenas surgissem a partir da sua construção e não desde a instalação do estado de tensão inicial.

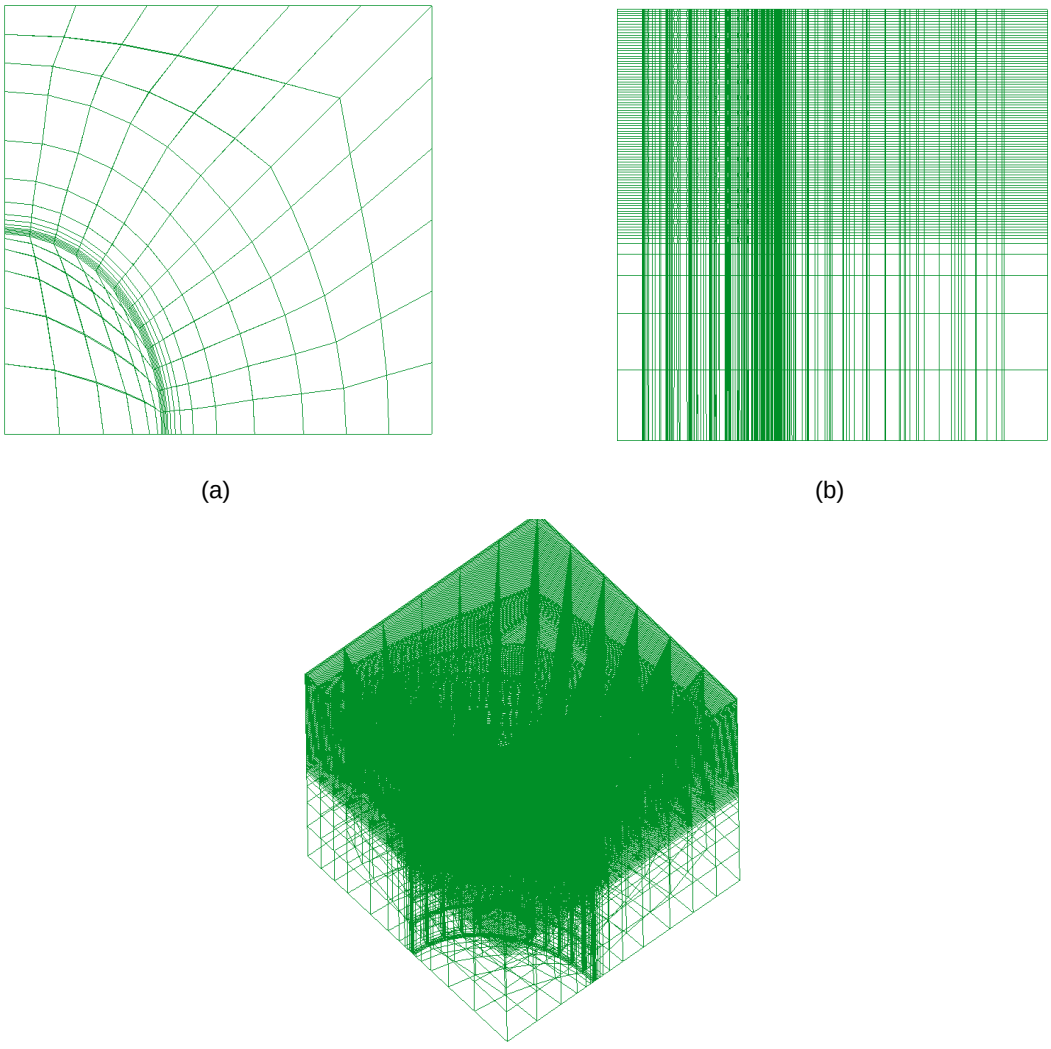


(a) (b)

Fig. 49 – Malha de macro elementos usada: (a) em planta; (b) corte segundo menor eixo.

A malha utilizada é a apresentada na Fig. 50, sendo constituída por 360 volumes que traduzem-se em 23180 elementos e 23856 pontos nodais. Refere-se o facto dos volumes utilizados apresentarem

apenas 8 pontos *Gauss* de modo a que o tempo de computação seja excessivo assim como por limitação do Code_Bright®.



(a) (b)

(c)

Fig. 50 – Malha de elementos usada: (a) em planta; (b) corte segundo o menor eixo; (c) vista geral.

5.4.1.2. Fases de Cálculo

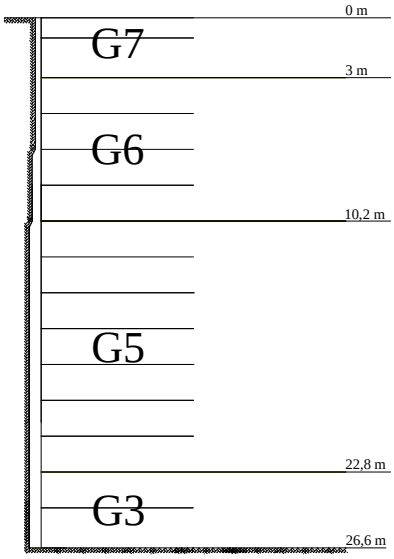
Na modelação numérica executada tentou-se reproduzir ao máximo possível as etapas que constituíram a construção da estrutura de suporte da Estação do Marquês. De modo a não descurar uma das grandes condicionantes neste tipo de cálculo, morosidade de computação, foram tomadas certas simplificações. A primeira passou pela omissão da construção da viga de coroamento sendo substituída por duas fases sequenciais da escavação, ou seja, escavação e projecção de betão, no primeiro nível de escavação. Outra simplificação passou por considerar a escavação de cada anel simultânea, o que não induzirá no cálculo grandes diferenças da realidade. Isto porque, quando comparada a extensão dos painéis efectivamente escavados (6 m) com a altura dos painéis escavados (1,8 m) o efeito em planta não terá um grande peso no comportamento geral da obra. Na maior parte dos anéis foi considerada uma altura de 1,8 m com a excepção do nível "VC" (1 m), 1º nível e 14º nível (2 m nos dois). Apresenta-se então no Quadro 6 o encadeamento das fases consideradas no modelo numérico.

Quadro 6 – Fases consideradas no cálculo para escavação da estação do Marquês.

Fase nº	Cotas em causa (m):	Descrição	Altura acumulada de escavação (m):
1	-	Geração do estado inicial de tensão	-
2	] 148, 147]	Escavação do nível "VC"	1
3		Colocação do suporte do nível "VC"	
4	] 147, 145]	Escavação do 1º anel	3
5		Colocação do suporte no 1º anel	
6	] 145; 143,2]	Escavação do 2º anel	4,8
7		Colocação do suporte no 2º anel	4,8
8	] 143,2; 141,4]	Escavação do 3º anel	6,6
9		Colocação do suporte no 3º anel	6,6
10	] 141,4; 139,6]	Escavação do 4º anel	8,4
11		Colocação do suporte no 4º anel	8,4
12	] 139,6; 137,8]	Escavação do 5º anel	10,2
13		Colocação do suporte no 5º anel	10,2
14	] 137,8; 136]	Escavação do 6º anel	12
15		Colocação do suporte no 6º anel	12
16	] 136; 134,2]	Escavação do 7º anel	13,8
17		Colocação do suporte no 7º anel	13,8
18	] 134,2; 132,4]	Escavação do 8º anel	15,6
19		Colocação do suporte no 8º anel	15,6
20	] 132,4; 130,6]	Escavação do 9º anel	17,4
21		Colocação do suporte no 9º anel	17,4
22	] 130,6; 128,8]	Escavação do 10º anel	19,2
23		Colocação do suporte no 10º anel	19,2
24	] 128,8; 127]	Escavação do 11º anel	21
25		Colocação do suporte no 11º anel	21
26	] 127; 125,4]	Escavação do 12º anel	22,8
27		Colocação do suporte no 12º anel	22,8
28	] 125,4; 123,4]	Escavação do 13º anel	24,6
29		Colocação do suporte no 13º anel	24,6
30	] 123,4; 121,4]	Escavação do 14º anel	26,6
31		Colocação do suporte no 14º anel	26,6

5.4.1.3. Parâmetros Geotécnicos

Como já referido o contexto geotécnico da Praça do Marquês destaca-se pela existência de uma falha sub-vertical definindo uma fronteira entre material rochoso e material tipo solo. Este aspecto levou a que a escavação ocorresse parte em maciço rígido e resistente enquanto o restante num perfil típico do Solo Residual do Granito Porto. Recorrendo às quatro sondagens executadas (Fig. 39), foi idealizado uma primeira aproximação à disposição dos diferentes estratos em profundidade (Fig. 51).



Propriedades :

G7:	E= 40MPa K0= 0,6 c'= 0 kPa ϕ'= 28º
G6:	E= 45MPa K0= 0,6 c'= 10 kPa ϕ'= 32º
G5:	E= 150MPa K0= 0,6 c'= 30 kPa ϕ'= 35º
G3:	E= 1000MPa K0= 0,6 Comportamento Elástico

Fig. 51 – Estratos e parâmetros utilizados no Cálculo Base.

Como é notório no perfil (Fig. 51) são apenas considerados quatro dos seis grupos geológico-mecânicos, presentes no estudo geológico - geotécnico realizado (Quadro 4). Relativamente aos grupos associados a solo mais brando a ocultação de G4 resulta apenas da sua reduzida espessura,em profundidade, quando comparados aos restantes grupos. Em grande parte das sondagens a espessura associada é inferior a 1,8 m sendo pouco preponderante num perfil com cerca de 25 m.

Quanto aos grupos associados a solo mais resistente ou mesmo granito não alterado é apenas considerado o grupo G3 considerando o seu comportamento como perfeitamente elástico, isto porque os perfis a Leste da falha apenas apresentam este tipo de rocha a profundidades já pouco condicionantes para a escavação e cujo comportamento poder-se-à admitir como elástico. Para além disso é necessário recordar que nestes grupos será usado o modelo de *Mohr-Coulomb.* Modelo que não se assume como uma boa escolha para rochas, no entanto como os esforços e deslocamentos associados a este horizonte são de pequena magnitude, a utilização deste tipo de modelo considera-se aceitável.

5.4.2. Discussão de Aspectos Importantes

Através dos resultados obtidos no cálculo e com os dados da instrumentação implementada, procede-se agora à discussão dos fenómenos decorrentes da escavação. Para além disso serão tidos em

consideração aspectos particulares associados principalmente ao solo mais afastado da falha, ou seja, o associado ao menor eixo da elipse. Para além da percepção parcial dos fenómenos ocorridos nesta localização será feito um estudo idealizando o cenário de que a escavação ocorre totalmente no mesmo tipo de solo, em planta, de forma a ser possível posteriormente verificar quais a verdadeira influência da heterogeneidade do maciço em planta.

5.4.2.1. Movimentos gerais da obra e Deformação do maciço

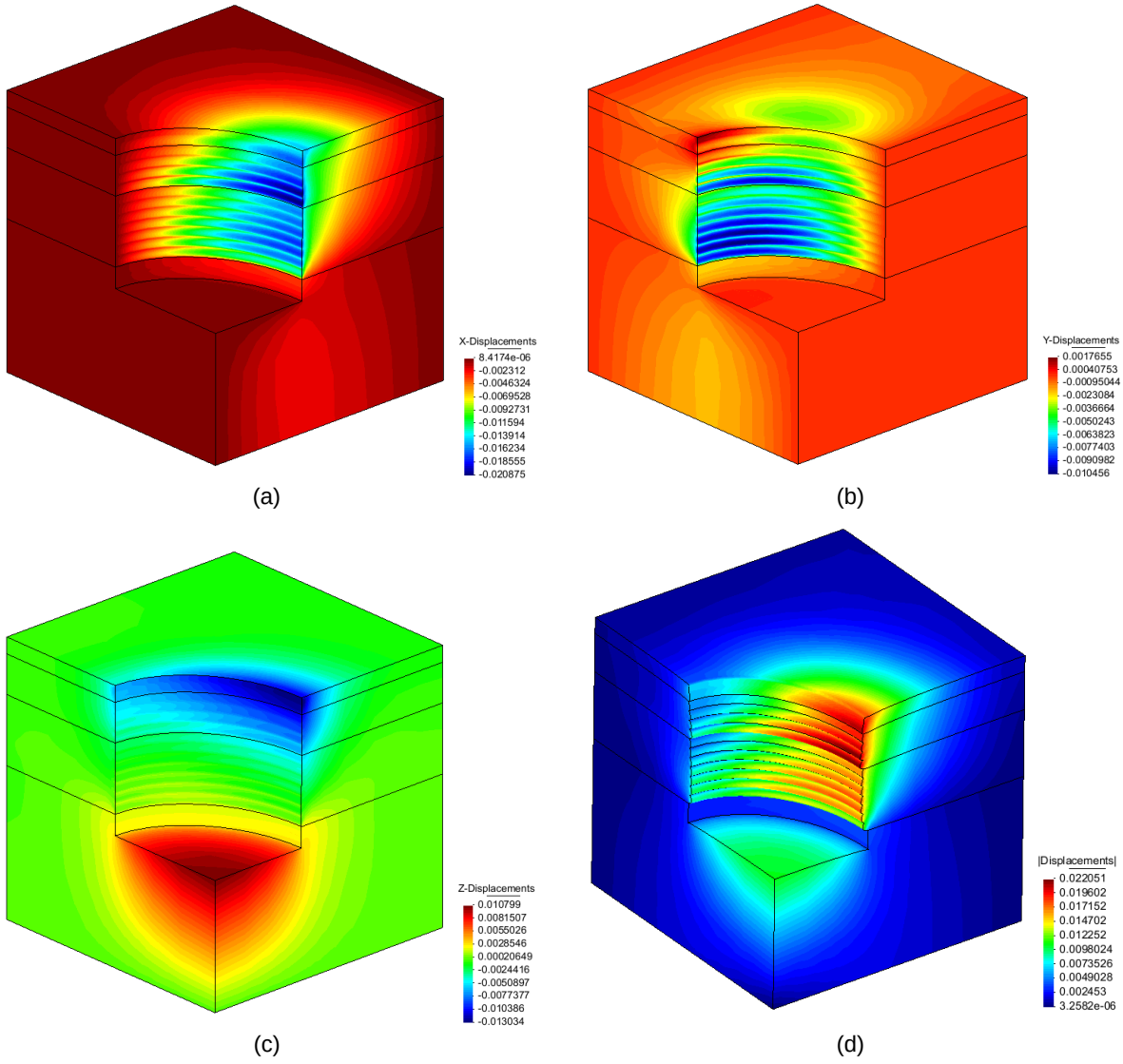


Fig. 52 – Deslocamentos do maciço segundo: (a) eixo menor; (b) eixo maior ; (c) assentamentos; (d) deslocamentos totais em módulo.

Na Fig. 52 é apresentado o aspecto e proporção das deformações totais sofridas pelo maciço considerando o cenário previamente descrito. Como é previsível os maiores deslocamentos ocorrem no maciço associado à parte mais plana do suporte. No entanto a localização dos pontos em que estes deslocamentos são máximos é diferente dos obtidos nos cálculos iniciais, neste caso tais pontos

localizam-se nos últimos dois anéis de escavação associados a um solo bastante alterado (entre os 8 m e 10 m de profundidade) e de características muito inferiores ao existente a maiores profundidades.

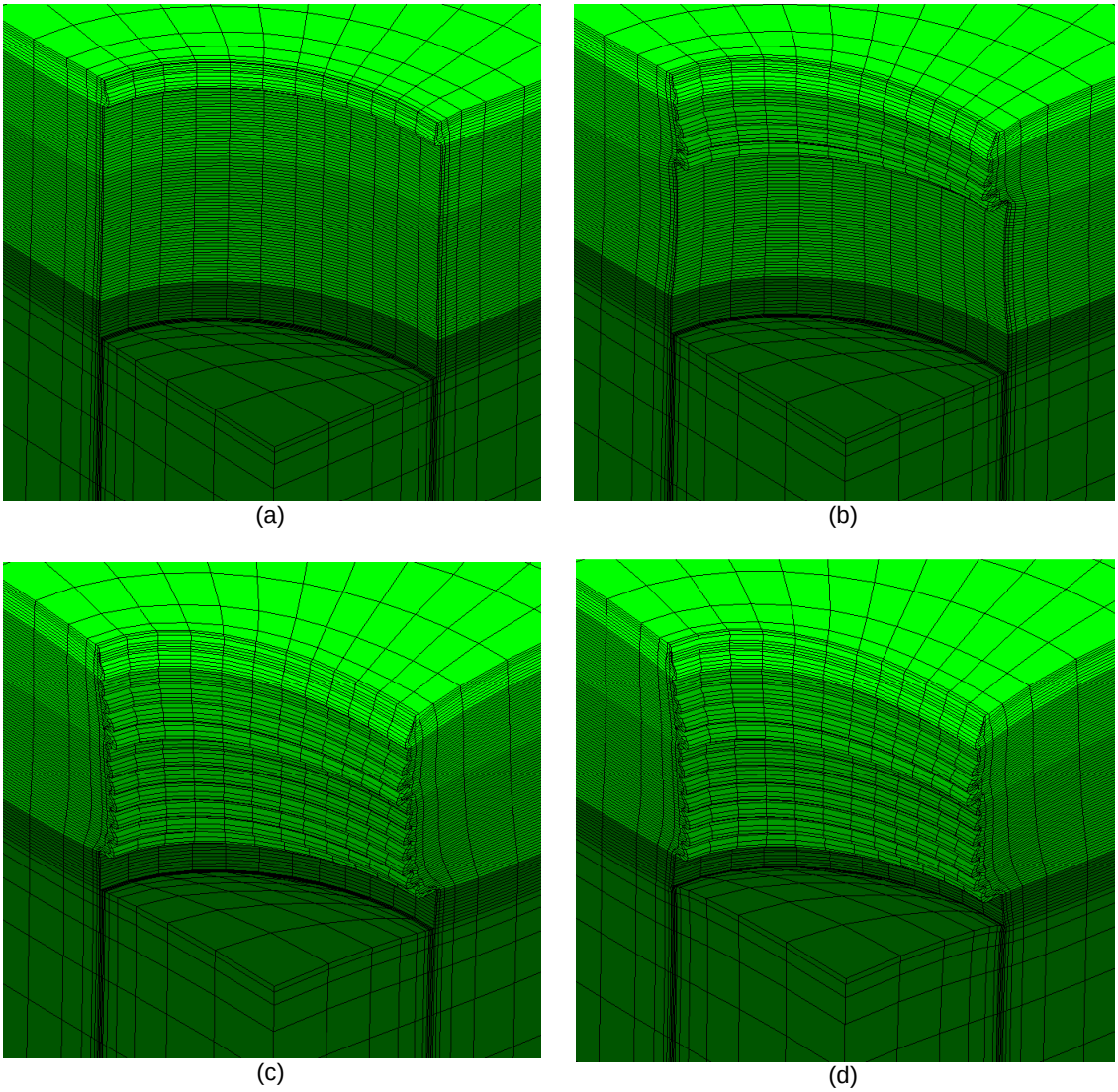


Fig. 53 - Deformada do solo após as betonagens dos níveis: 2º (a), 5º (b), 12º (c) e 14º (d) (Ampliação de 250x).

Numa análise prévia da Fig. 53 é visível que a forma local do suporte tem um papel muito importante nos deslocamentos que o maciço sofre atrás do suporte. O efeito da rigidez de membrana e sua variação em planta é notório, com a redução dos deslocamentos nos sucessivos anéis à medida que o raio a que estão associados diminui. A redução das deformações no maciço ocorre de forma distinta considerando diferentes profundidades; para além disso a deformação procede-se de forma mais local no solo atrás do suporte mais rígido e por sua vez de forma mais global num suporte mais flexível, não esquecendo o facto das distintas características do maciço em profundidade.

Relativamente aos assentamentos, estes ocorrem com maior significado no solo imediatamente atrás da face mais plana do suporte. A sua abrangência é também mais importante nesta parte do suporte tanto em planta com em profundidade sendo de pequena importância no extremo contrário. O perfil de assentamentos em função da distância ao suporte é em grande parte semelhante ao idealizado por

Bowles (1988) (método apresentado mais à frente) permitindo desta forma estabelecer uma base de comparação entre os valores obtidos no cálculo e no método do mesmo cujo estudo será feito numa fase posterior. Refere-se ainda o significativo empolamento do terreno na base de escavação, em que a área com empolamentos pertencentes ao maior intervalo possui uma forma muito semelhante à da escavação em questão. Note-se que este empolamento será agravado neste caso dado o último estrato de escavação possuírem uma rigidez reduzida quando comparada com níveis inferiores.

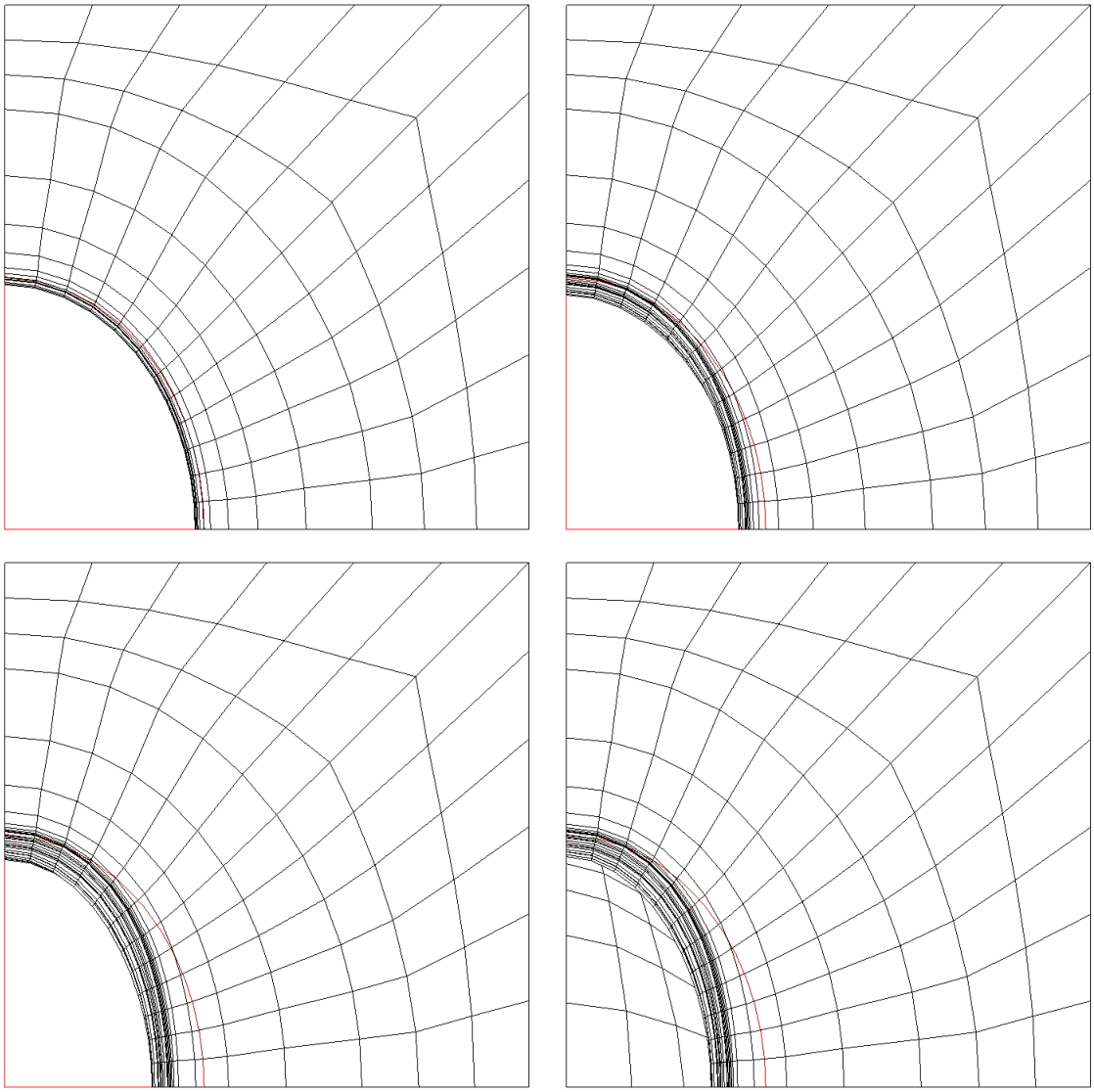


Fig. 54 – Andamento da deformada em planta após as betonagens dos anéis 2º, 5º, 12º e 14º (Ampliação de 250x).

Na deformada do maciço em planta (Fig. 54) é notório, à medida que são escavados os anéis, o movimento de convergência no maciço mais próximo do menor eixo do poço. Enquanto no ligado ao maior eixo há uma divergência, em menor escala, nos níveis superiores do suporte. Devido à menor rigidez do suporte nos primeiros níveis o maciço sofre um deslocamento generalizado contra o suporte, daí o facto de os deslocamentos mínimos dentro de cada anel serem muito semelhantes. A compressão exercida por parte do solo sobre a estrutura assimétrica leva a que este tenha de encontrar um equilíbrio. Tal ocorre com a deformação “para fora” do perímetro de escavação, nos níveis

superiores. Nestes níveis há uma menor competência para comportar e mesmo contrariar a deformação imposta ao suporte, ao contrário dos níveis a maiores profundidades, em que a já grande extensão em profundidade do suporte permite obter uma rigidez de membrana elevada.

Como resultado destas diferenças de rigidez, no solo próximo do maior eixo da escavação as deformações são de muito menor importância do que as associados ao menor. Pelo conjunto das imagens é então visível que a deformação "activa" do solo após a betonagem de cada anel induz a deformação do suporte e sua consequente deformação "passiva" devido à deformação induzida no suporte mais rígido.

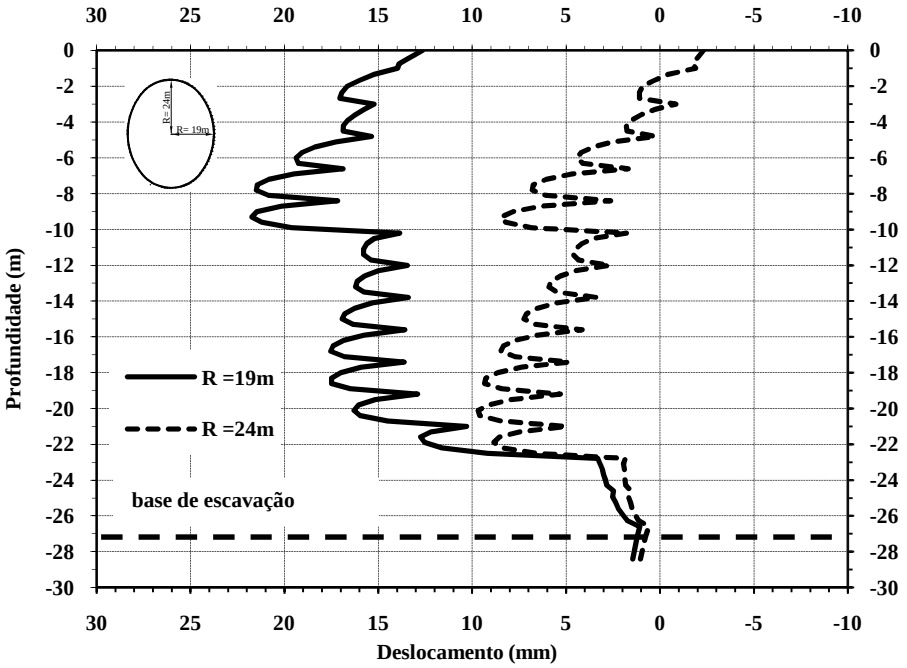


Fig. 55 – Deformadas atrás do suporte coincidente com o menor eixo (R =19 m) e o maior eixo do poço (R =24 m).

Tendo em vista os perfis de deslocamentos normais nos pontos notáveis do poço (Fig. 55) nota-se que no perfil referente ao suporte com menor raio de curvatura distingue-se a sucessão dos grupos geológico-mecânicos presentes assim como transição de espessura do suporte, principalmente entre os 0,45 m e os 0,60 m (profundidade de 10,2 m). No perfil oposto a transição de estratos não é tão perceptível, tal facto deve-se a no caso de R igual a 19 m as deformações terem um cariz global que associado ao comportamento não linear do solo traduz-se em maiores diferenças na resposta por parte do maciço em dois estratos com características distintas. Recorde-se também o movimento de rotação por parte do maciço que de certa maneira suaviza o diferencial de deformações dentro de cada estrato geológico-geotécnico. Para além deste facto é necessário ter em conta que a magnitude das deformações é distinta nos dois casos conduzindo a uma percepção distorcida da deformada real.

As variações de deslocamento relativamente ao nível imediatamente anterior apresentam-se maiores no suporte mais rígido. O mesmo se verifica na variação entre o deslocamento a meio e no topo de cada nível de escavação, resultando do maior efeito de arco dentro de cada nível no suporte mais rígido e uma deformação mais global e homogénea no maciço localizado no suporte mais flexível. Na transição de espessuras verifica-se que no perfil associado ao eixo menor existe uma maior redução dos deslocamentos entre os 6º e 7º anéis, no entanto a sua variação relativa é menor do que no outro

perfil. A variação identificada poderá, no entanto dever-se à mudança das características do maciço, veja-se na Fig. 55 pela mudança entre 0,3 m e 0,45 m (6,6 m de profundidade) que, ao ocorrer num mesmo estrato, não permite verificar grande alteração do comportamento.

No perfil associado a uma menor curvatura é notório que os deslocamentos mínimos dentro de cada anel são idênticos entre si, tal deve-se não a qualquer mecanismo de transferência de tensões ou sua ausência, mas sim da continuidade do suporte em planta, já discutido.

Numa descrição sumária é visível que os maiores deslocamentos (de forma bastante acentuada) ocorrem nos últimos metros associados a G6 no qual as deficitárias características de rigidez e de resistência assumem-se como condicionantes.

A Fig. 56 apresenta os multiplicadores plásticos na fase final de escavação. Esta grandeza própria do código *Code_Bright*®, assume-se como directamente proporcional à magnitude das deformações plásticas ocorridas em cada ponto permitindo analisar a intensidade da plastificação no maciço e ter uma noção das deformações daí resultantes. Neste caso, (Fig. 56) verifica-se que a maior plastificação do maciço (excluindo a base de escavação) ocorre nos anéis associados ao estrato G6, havendo uma redução substancial da intensidade com a profundidade. Tal observação permite justificar o facto de as maiores "barrigas" localizarem-se a pequenas profundidades assumindo-se então que a predominância das características do maciço relativamente à intensidade de tensões aliviadas apenas é possível até uma profundidade de cerca de 10m neste caso cerca de um terço do total da profundidade de escavação. Ressalva-se ainda o facto de nos últimos dois anéis não ocorrer plastificação devido à consideração de um comportamento elástico para grupo G3(base de escavação).

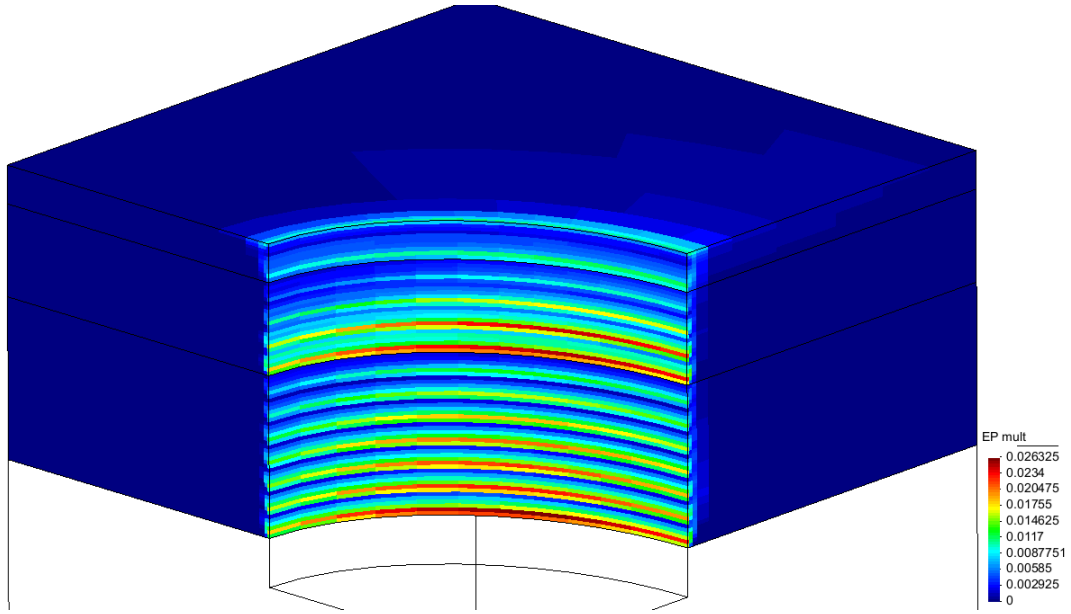


Fig. 56 – Aspecto geral dos multiplicadores plásticos no Cálculo Base.

Ao contrário do suporte associado ao menor eixo a deformada segundo o maior eixo possui um andamento em profundidade mais contínuo e global. Os deslocamentos nos anéis escavados em G5 são superiores aos obtidos em G6, sendo verificável um maior grau de variação dos deslocamentos dentro do mesmo anel em comparação com o suporte mais flexível, isto pois a deformação do solo associada a um suporte bem mais rígido ocorre de forma local.

Ainda no suporte mais flexível verifica-se que no último anel de escavação em G5 há uma redução acentuada do deslocamento devido à maior transferência de tensões para o maciço G3. Também neste caso o comportamento do suporte assume um papel muito importante nos deslocamentos obtidos atrás do mesmo.

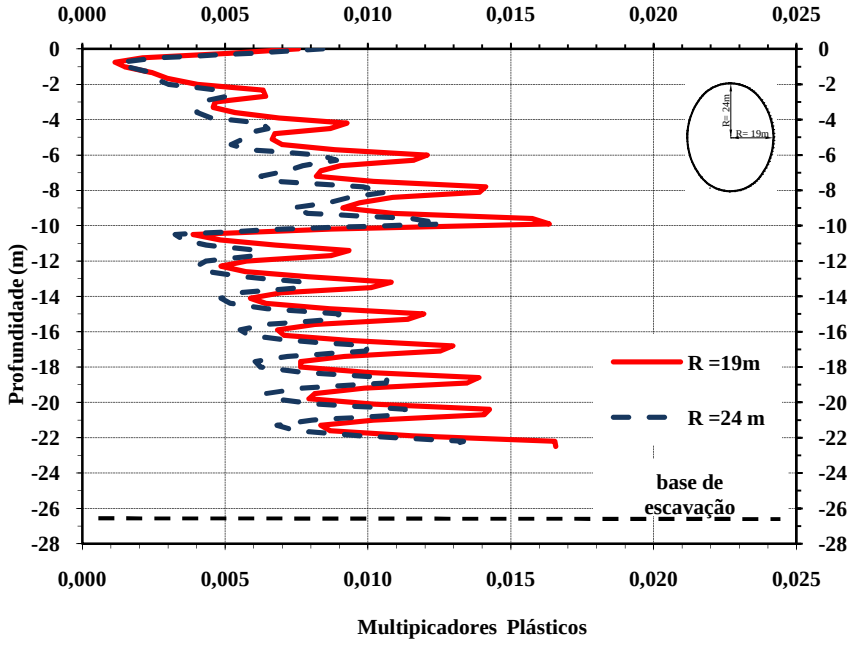


Fig. 57 – Multiplicadores plásticos associados aos eixos de escavação.

Para um maior esclarecimento das causas que levam a um comportamento distinto do maciço atrás do suporte mostra-se nas Fig. 58 e Fig. 59 os diagramas de tensões horizontais e verticais, respectivamente, a 0,5 m de distância do suporte.

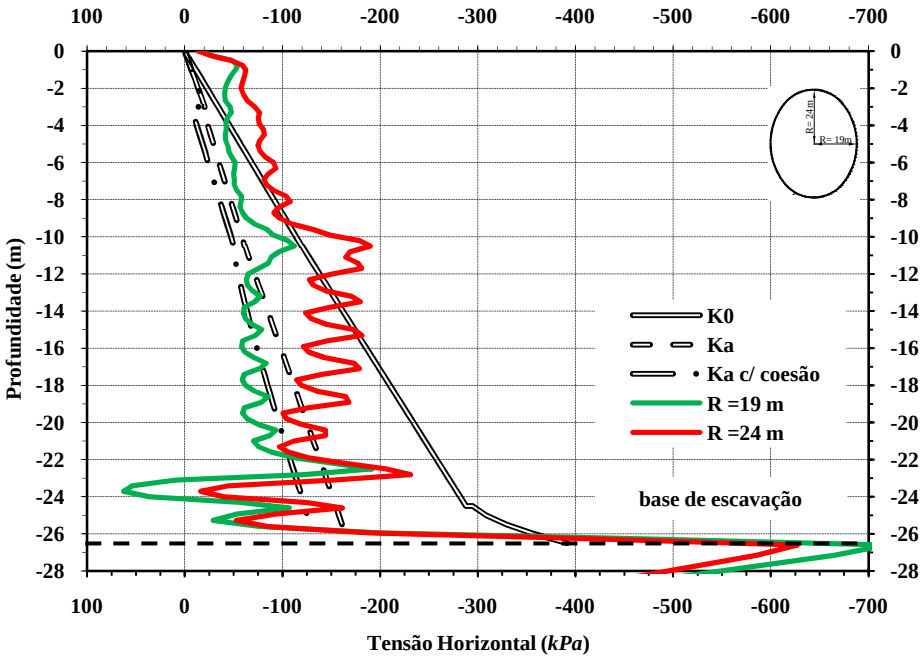


Fig. 58 - Tensões horizontais no maciço 0,5 m atrás do suporte.

É notória uma translação das tensões entre as duas porções do maciço na parte central da escavação, tal resulta de um afastamento do suporte mais flexível do maciço traduzindo-se num alívio das tensões a que o solo se encontra sujeito e numa aproximação ao limite inferior, ou seja, do equilíbrio limite activo. O facto de haver uma deformação importante na face mais plana do suporte obriga a uma compensação por parte do suporte na face mais rígida, como verificado e já discutido no comportamento do suporte em obra, esta compensação resulta num deslocamento contra o terreno aumentando deste modo a tensão de confinamento do mesmo.

A pequenas profundidades as tensões horizontais ultrapassam a tensão de repouso. À medida que a profundidade aumenta (tal como nas tensões verticais) há uma progressiva redução da tensão sendo esta redução mais vincada no maciço associado ao suporte menos rígido. Na passagem de G6 para G5 verifica-se um pico de tensão nos primeiros metros de G5 associado provavelmente à diferença de rigidez nos dois estratos (rondando o triplo) em que o facto de G6 se deformar muito mais induz acréscimos de deformações em G5 havendo transferência de tensões horizontais resultantes de escavações a níveis superiores.

No estrato associado a G5, em que as tensões já são relevantes, é visível o alívio de tensões a meio dos patamares de escavação enquanto nos pontos correspondentes aos patamares de escavação observam-se incrementos importantes relativamente às curvas de *Rankine*. A tensão associada ao menor eixo do suporte (R =19 m) a profundidades maiores que os 12 m é inferior à tensão em estado em limite activo segundo *Rankine*. Este facto resulta da consideração para certos grupos geo-mecânicos de uma parcela resistente associada à coesão.

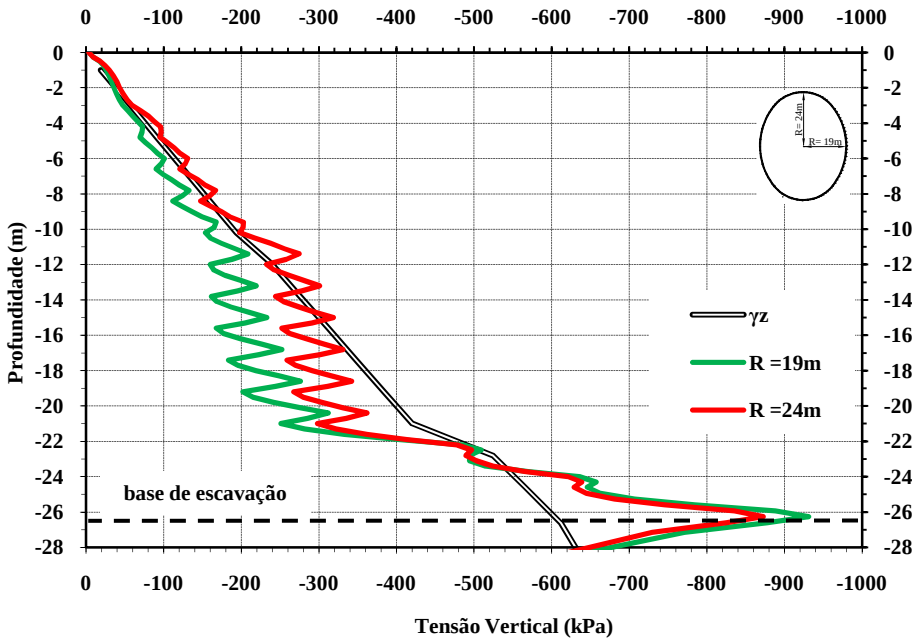


Fig. 59 - Tensões verticais no maciço a 0,5 m atrás do suporte.

A redução das tensões verticais resulta da transferência vertical de tensões por parte do maciço de modo a atingir o equilíbrio por parte dos pontos materiais. Esta tentativa de atingir o equilíbrio conduz a uma deformação por parte do maciço que se assume como máxima no eixo menor devido à reduzida capacidade de transferência, resultando num maior alívio de tensões verticais e consequentemente a

obtenção de menores valores para o mesmo. Esta maior variação de tensões será a causa de uma maior deformação por parte do maciço.

O aumento das tensões associadas ao raio de 24 m originam um afastamento dos pontos materiais do critério de rotura daí o facto de os multiplicadores serem menores e a plastificação do maciço ser mais reduzida. É seguro afirmar que, nesta parte do maciço, o efeito de arco e consequente transferência de tensões global é menos intenso, que permite justificar o já verificado anteriormente, em que os deslocamentos dentro de cada anel são mais expressivos perto do suporte mais rígido.

5.4.2.2. Deformação do maciço. Análise dos inclinómetros.

Na instrumentação foram integrados 4 inclinómetros localizados nos extremos dos eixos da elipse. Nesta análise pontual serão comparados os deslocamentos medidos nos inclinómetros com os obtidos no cálculo, aproximadamente à mesma distância do suporte. A Leste da falha encontram-se dois inclinómetros: I1, localizado a 2,2 m do suporte, na zona mais plana do suporte, e I2, a uma distância de 4,1m. Os valores dos cálculos apresentados na Fig. 60 referem-se aos inclinómetros I1 e I2 a distâncias de 2,3 m 4,5 m respectivamente.

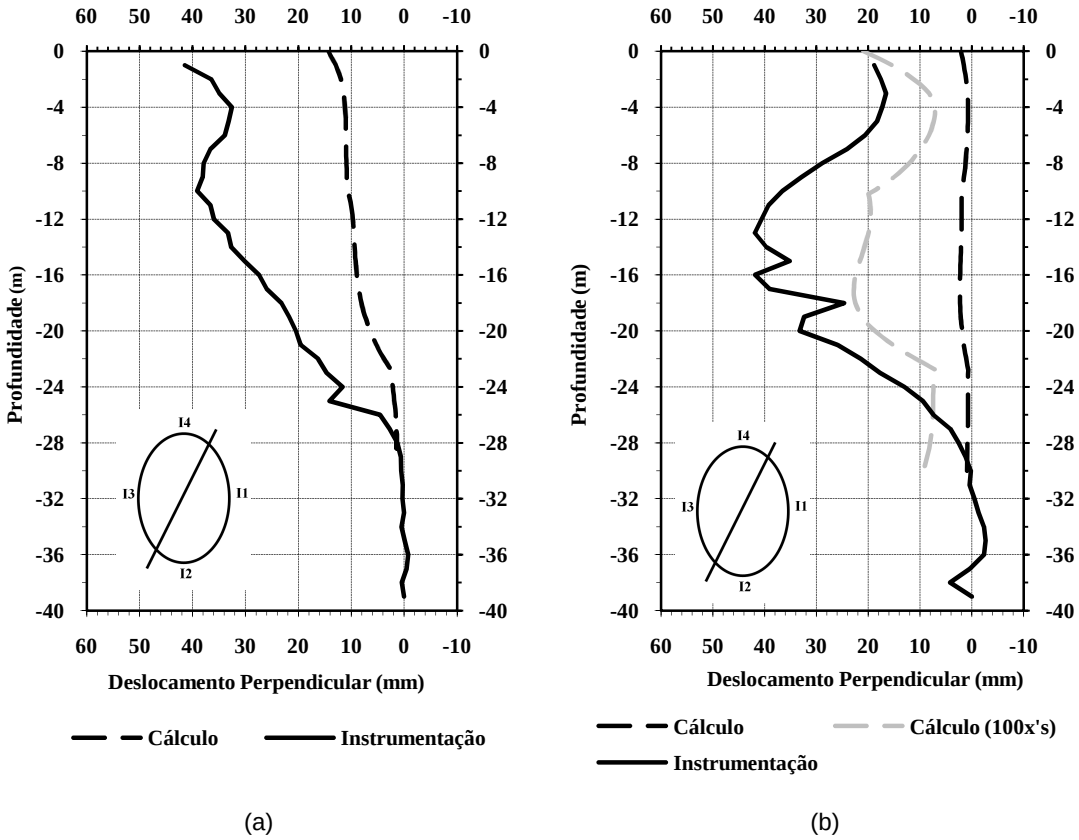


Fig. 60 – Comparação entre os dados obtidos pela instrumentação e pelo cálculo: (a) I1 (Este) ; (b) I2 (Leste/Sul).

Analisando o quadrante Leste/Sul, é visível a grande diferença na grandeza dos deslocamentos máximos obtidos no cálculo (3 mm) quando comparados com os da monitorização (45 mm). No entanto é já visível um grau considerável de semelhança entre o andamento de ambas as linhas de deformação com uma curvatura inicial seguida de uma inversão da mesma desde sensivelmente os

10 m até aos 20 m no caso da monitorização e 24 m no do cálculo. Na deformada obtida, a mudança de "andamento" dos deslocamentos é feita de forma brusca. Tal deve-se ao facto de considerar-se que a rigidez do solo é constante em profundidade e não varia em função do grau de deformação não permitindo então obter uma linha de deformação tão "delineada".

A mudança de curvatura na instrumentação ocorre sensivelmente aos 8 m de profundidade. Tal alteração resulta da modificação tanto da rigidez do maciço como do suporte em profundidade, que como já referido ocorre de uma maneira mais subtil do que no cálculo. Outro aspecto prende-se com a profundidade a que os deslocamentos ainda são significativos que segundo a instrumentação vai até aos 28 m ao contrário dos obtidos no cálculo em que limitam aos 23 m.

Para profundidades superiores aos 23 m existe uma quebra acentuada dos deslocamentos. Resultando apenas do facto da consideração no cálculo de um maciço elástico e com uma rigidez cerca e quatro vezes superior à imediatamente acima.

Quanto à localização dos deslocamentos máximos no inclinómetro não é perceptível onde exactamente tal acontece devido às súbitas reduções de deslocamentos que poderão ser preconizadoras da existência de substratos com rigidez substancialmente superior ao estrato envolvente ou a eventuais problemas na medição. Então, desprezando estes anomalias é possível dizer com algum grau de segurança que a profundidade obtida na simulação é maior do que a respectiva ao inclinómetro.

Na vertente Leste (Fig. 60) é verificável uma grande aproximação entre os dois perfis no que à forma se refere, uma das poucas diferenças passa pelo facto de, na simulação, os deslocamentos perto da superfície serem superiores dos afectos às cotas entre 140 m e 136 m nas quais se verificou os maiores deslocamentos em obra. A localização dos maiores deslocamentos a maiores profundidades é outro aspecto distinto entre os dois casos, isto porque no cálculo esse anel corresponde à última escavação efectuada em G6 (] 139,6; 137,8]). As causas poderão passar pela consideração de uma espessura associada a material de aterro superior à realmente existente, em que a inexistência de coesão por parte do solo e a reduzida rigidez de membrana do suporte nas primeiras escavações, leva a que haja um deformação flexional no suporte e um consequente aumento excessivo dos deslocamentos perto da superfície.

A deformada associada a profundidades superiores a 14 m desenvolve-se quase como uma parábola com taxas de variação reduzidas perto dos 14 m enquanto perto da base final de escavação a tangente aproxima-se de uma recta vertical. Tal comportamento parece ser consistente com o incremento de rigidez do suporte sobrepor-se ao aumento das tensões aliviadas não esquecendo o facto de nos dois últimos patamares de escavação apresenta-se um maciço com as características de G3.

Neste modelo fica a ideia de que as diferenças dos deslocamentos em valores absolutos são excessivos, resultado da sobreestimação das características atribuídas ao maciço ou da possível não adequabilidade do modelo ou a simplificação efectuada.

5.4.2.3. Deformação do Suporte

A caracterização dos efeitos associados ao suporte assim como a quantificação os esforços a que está sujeito serão possivelmente os pontos de maior dificuldade em concretizar tanto em obra como projecto.

Em obra a obtenção dos deslocamentos do suporte exige um grande esforço não só por parte da equipa de monitorização mas também das equipas de escavação e betonagem, de tal modo que a correcta instrumentação da estrutura apenas seria conseguida com a instalação de alvos ou outro tipo de instrumento logo após a betonagem do painel o que já por si é difícil, sobretudo devido à dificuldade em instalar equipamentos sobre betão fresco, assim como outras imposições de ordem financeira e

técnica. Tal será quanto muito possível após a total betonagem de um determinado painel o que não permitirá quantificar os verdadeiros deslocamentos. No caso da obra em questão a monitorização dos últimos anéis ocorreu de forma deficitária dado apenas ser possível a leitura de dados após betonagem do anel subsequente ao de interesse o que claramente resultará em deslocamentos muito abaixo do real. Sendo por este conjunto de circunstâncias que muitas vezes real monitorização privilegiar a leitura dos inclinómetros e dos assentamentos nos edifícios mais próximos.

Tendo em conta as limitações da instrumentação feita para o suporte será feita então a melhor aproximação temporal possível entre as etapas consideradas no cálculo e o verdadeiro andamento das fases em obra.

Dos anéis instrumentados em obra serão analisados os 1º, 4º, 6º e 12º anéis em que os andamentos de deformações são completamente diferentes dado estarem localizados em estratos diferentes ou afectos ao suporte com espessuras diferentes. Apesar de ainda não se considerar o tratamento com *Jet Grouting* nos cálculos até agora apresentados, serão utilizados os dados da instrumentação de modo a ser possível uma percepção da adequabilidade das propriedades consideradas para o maciço e para o suporte.

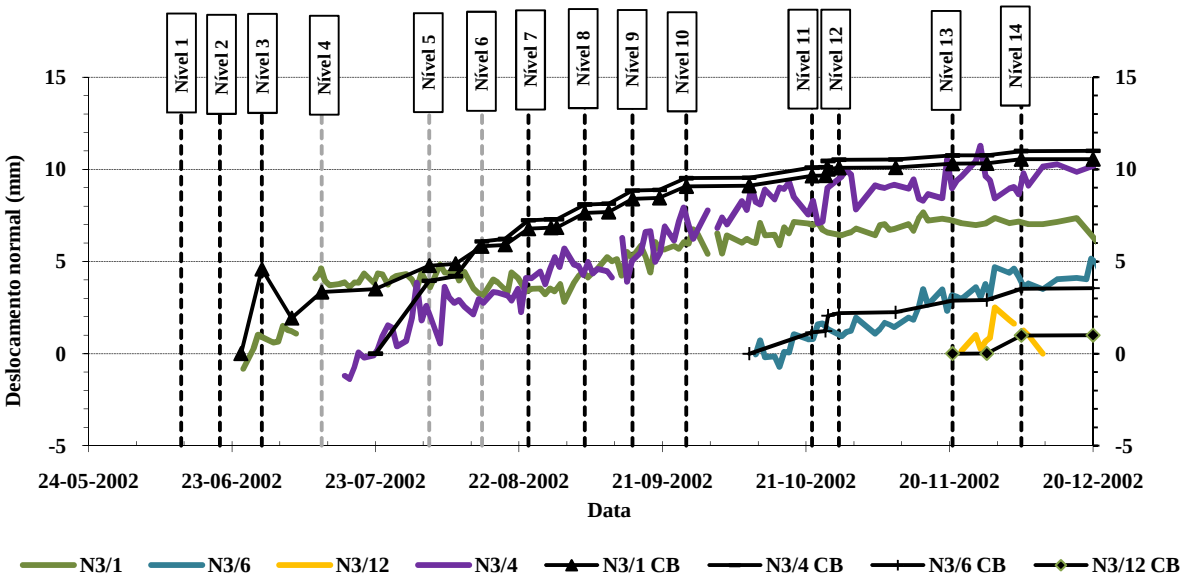


Fig. 61 – Comparação dos deslocamentos do suporte entre o modelo e a instrumentação (N (nº do alvo/nº do anel)).

Comparando então deslocamentos da instrumentação (N3/x) com o do modelo (N3/x CB) é possível afirmar que as propriedades consideradas em obra serão desajustadas das realmente existentes em obra, e que a alteração do solo existente no Marquês será maior do que inicial foi perceptível. Este caso assume-se como um bom exemplo da elevada heterogeneidade e diversidade de propriedades num solo residual do Granito do Porto. Já relativamente aos assentamentos sofridos pelo suporte verificam-se grandes diferenças nos dois primeiros anéis, enquanto nos dois a maiores profundidades ao grau de aproximação já é considerável. Estas diferenças acentuadas resultam de diversos factores, entre eles a grande heterogeneidade e alteração dos solos verdadeiramente presentes em obra, já discutido, tal com a subestimação dos deslocamentos verticais utilizando o modelo de comportamento *Mohr-Coulomb*, em que a lei constitutiva e o modelo plástico poderão não ser os mais adequados, assim como a omissão do tratamento do solo. Um aspecto que não é de todo possível de verificar nos assentamentos medidos pela instrumentação prende-se com os incrementos repentinos tão bem

representados no intervalo afecto à escavação do 3º nível. Um aspecto que poderá ser inferido da comparação com reservas entre os dados do modelo e da instrumentação será a percepção de uma distinta rigidez do maciço localizado entre o 1º e o 4º níveis (mais evidente nos assentamentos) não sendo isso perceptível no modelo utilizado.

Relativamente às deformadas nos anéis a maiores profundidades não é perceptível grandes diferenças entre o modelo e a instrumentação, que poderá ter várias interpretações. A primeira poderá prender-se com a estas profundidades, os valores utilizados em projecto já estarem mais de acordo com o verificado em obra, permitindo inferir que a alteração do solo deixa de ser um facto preponderante a profundidades maiores que 19 m. Outra interpretação poderá ser a proximidade da base de escavação dado neste tipo de suporte mais flexível a escavação de anel repercute-se a alguns níveis acima. O facto de escavação terminar traduzir-se-á em menores incrementos de tensões e consequentemente de deformação do maciço. Um aspecto final que poderá ter uma influência importante no perfil de assentamentos no seu todo, poderá passar pelo módulo de deformabilidade considerado para o betão projectado. A reduzidas profundidades o suporte provisório é solicitado logo após a sua colocação (com um tempo de cura reduzido) em que a rigidez de membrana da estrutura é reduzida, apresentando o betão uma "rigidez" ainda menor do que nos anéis mais inferiores onde já se encontra estabelecida uma rigidez de membrana substancial, não sendo tão preponderante a rigidez do betão imediatamente colocado.

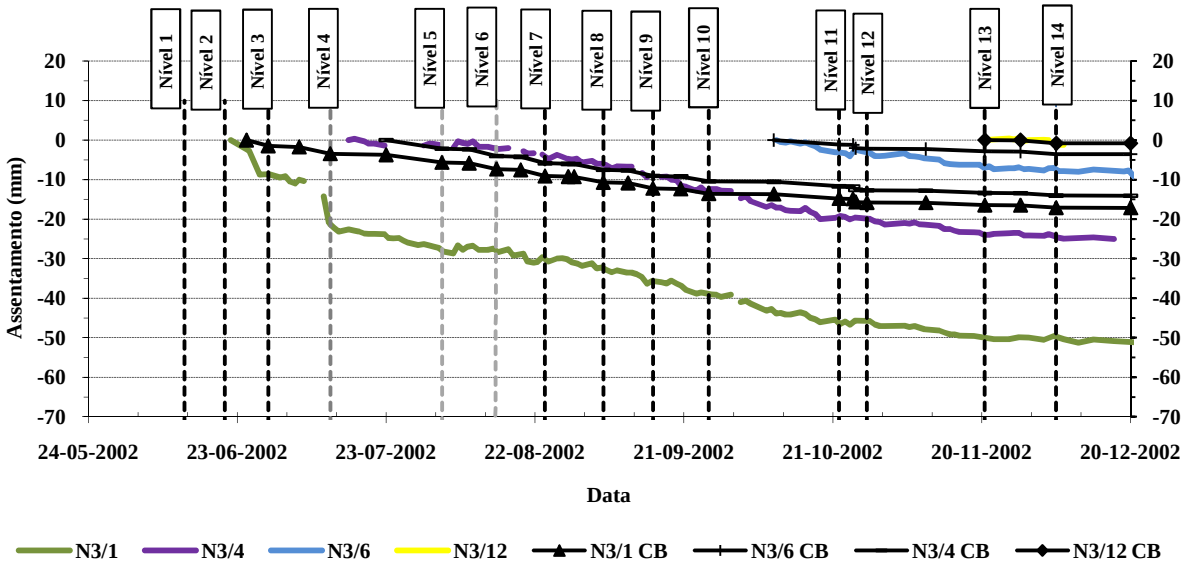


Fig. 62 – Comparação dos assentamentos do suporte entre o modelo e a instrumentação (N (nº do alvo/nº do anel)).

5.4.2.4. Esforços no suporte

Com a destruição da axissimetria existente nos poços circulares o suporte estará sujeito a uma nova flexão resultante do diferencial de esforços no plano perpendicular à face transversal do suporte. Este momento será designado como momento circular.

Relativamente aos esforços de membrana (Fig. 63 (a)) existe uma diferença acentuada nos primeiros metros de escavação, em que devido à transferência de tensões dos níveis escavados abaixo e à reduzida rigidez global do suporte traduz-se num comportamento distinto de todos os outros patamares. No caso do suporte mais flexível a rigidez por parte deste é menor resultando num aumento dos momentos verticais (Fig. 63(b)), que com a redução dos esforços transversos permite identificar

uma maior transferência de carga, por efeito de arco, para as zonas circundantes resultante da maior deformação do maciço (Topa Gomes, 2008).

É necessário de referir o andamento dos momentos circunferenciais (Fig. 63 (d)) no suporte associado a um e outro eixo. No suporte mais rígido existem maiores diferenças dentro de cada nível tendo a transferência de tensões um espectro mais local resultando num diagrama menos contínuo com maiores diferenças e esforços dentro de cada anel. Tal é verificado igualmente nos momentos flectores.

De uma maneira geral os esforços, à excepção dos momentos verticais e dos esforços de membrana nas primeiras camadas, são muito semelhantes. Tal resulta tanto no facto de os raios máximos e mínimos da escavação não serem muito distintos (razão entre raios mínimo e máximo igual a 0,79) mas também repercutindo-se numa uniformização de esforços (Topa Gomes, 2008).

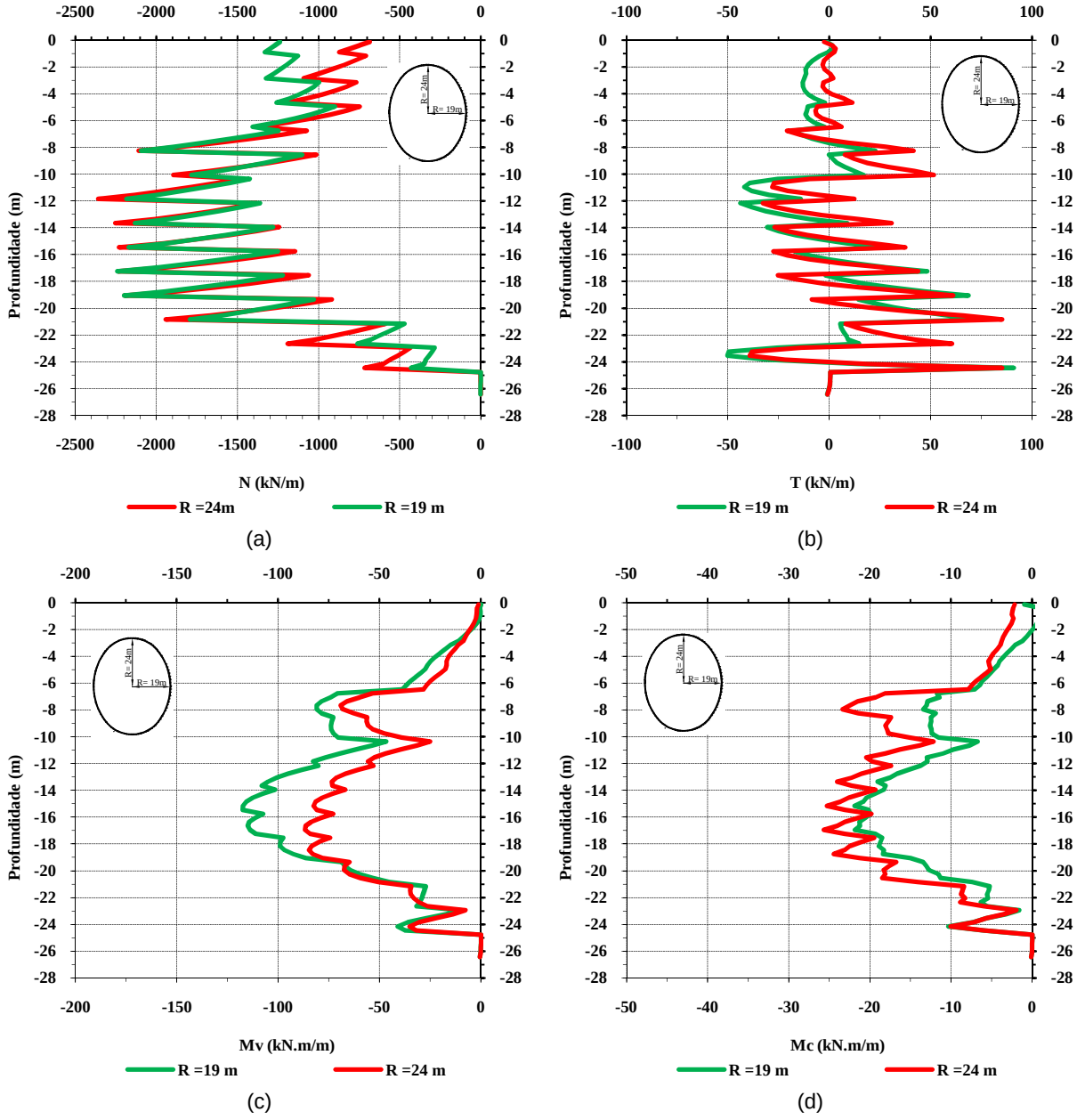


Fig. 63 – Diagramas de esforços: (a) esforço de membrana; (b) esforço transverso; (c) momento vertical; (d) momento circunferencial.

5.5. CÁLCULOS ADICIONAIS

5.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Devido às particularidades associadas ao método de escavação, a deformabilidade do maciço assume-se como o parâmetro mais condicionante na resposta obtida por parte do maciço. No entanto, a avaliação deste parâmetro faz-se com alguma dificuldade e com incorrecções ou imprecisões, fruto do comportamento altamente não linear dos solos.

Outro parâmetro também difícil de caracterizar devido a diversas circunstâncias é a deformabilidade associada ao betão projectado, em que a rigidez depende de inúmeros factores.

Neste ponto são então analisados três cenários para a rigidez dos solos e betão projectado, sendo retiradas conclusões tanto ao nível da adequabilidade dos parâmetros adoptados em projecto assim como da variação dos mesmos.

5.5.2. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO SOLO

Da instrumentação realizada, os dados obtidos dos inclinómetros são os únicos em que foi possível o registo das verdadeiras deformações sofridas pelo maciço desde a fase de construção da viga de coroamento até à execução, posterior, dos túneis de acesso à Estação do Marquês. Baseando na instrumentação disponível serão idealizados três horizontes adicionais que permitam ter uma percepção da influência da rigidez no desenrolar da escavação.

É visível que os deslocamentos obtidos estão muito aquém dos registados em obra sendo necessário reduzir as características do terreno que possuem um maior peso no comportamento do terreno ou seja módulo de elasticidade, coesão e coeficiente de impulso em repouso do maciço (Topa Gomes, 2008). Serão então adoptados novos valores tendo como base a retro-análise efectuada por Pedro (2010), tentando-se que com a modificação das características do maciço para valores já muito reduzidos é possível ultrapassar a grande diferença observada entre os deslocamentos registados nos inclinómetros e os obtidos no modelo.

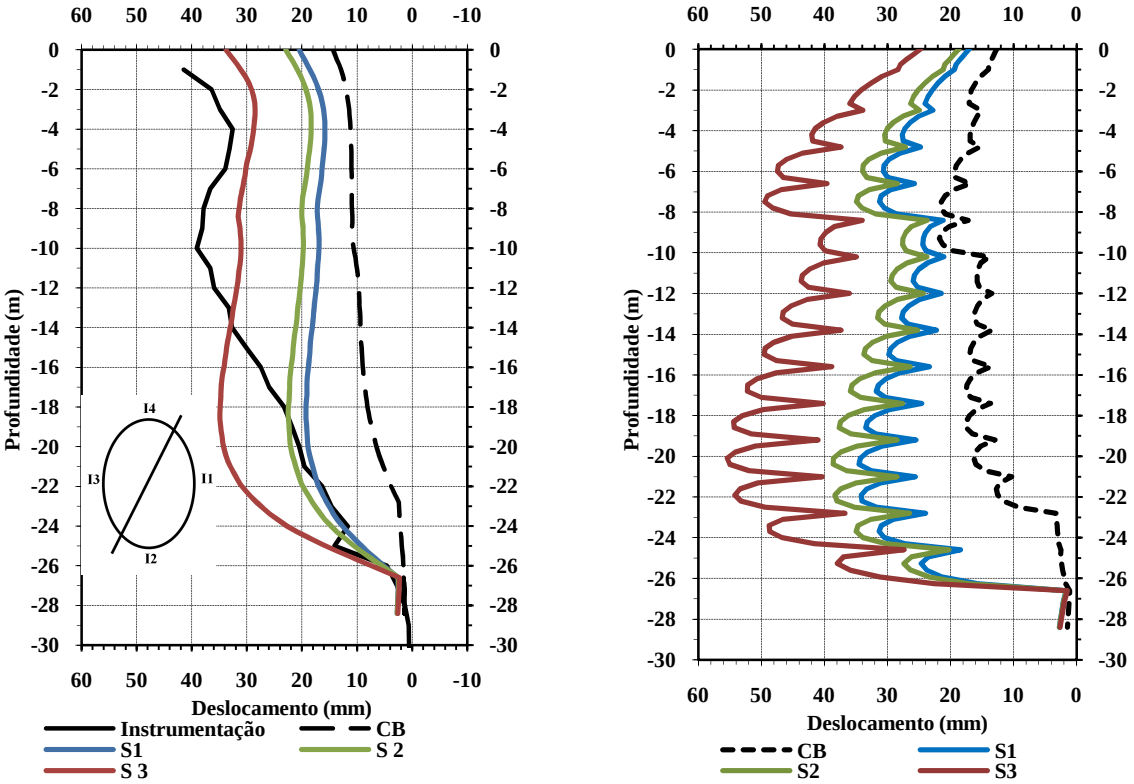
É possível afirmar que as maiores deformações ocorrem nos estratos em que o maciço assume as características geomêcanicas de G5. O efeito de alívio de tensões é superior à rigidez de membrana do suporte e à resistência do maciço, para além disso é possível que a espessura associada a este grupo é maior do que a considerada no cálculo com o seu início aos 8,4 m prolongando-se até 26,6 m, garantindo deste modo uma maior expressão dos deslocamentos nos pontos localizados entre estas duas profundidades.

Nos pontos anteriores provou-se que as características obtidas na prospecção geotécnica e utilizadas em projecto são distintas das utilizadas no cálculo de aproximação. Quanto aos parâmetros manter-se-ão os utilizados em projecto sendo a maior diferença a não consideração de qualquer coesão no grupo G6 (solo residual) privilegiando deste modo a deformação do maciço antes da colocação do betão. Quanto à consideração de o comportamento do grupo G3 ser elástico verificou-se a sua adequação pois com a consideração de um modelo elasto-plástico as plastificações são mínimas.

Num segundo cenário será idealizado um grau de alteração relativamente maior apenas no grupo G5 enquanto o último terá como pressuposto um cenário apenas teórico, em que observando deslocamento máximo obtido no inclinómetro 1 e o respectivo no modelo foi feita uma relação directa e grosseira entre os deslocamentos e rigidez dos estratos. No Quadro **7** são então apresentadas as características para o solo nos 3 cenários.

Quadro 7 – Características adoptadas para as soluções idealizadas

Grupo Geomecânico	ϕ'(º)	c'(*kPa*)	K_0	E (*MPa*)		
				S1	S2	S3
G7	28	0	0,7	20	20	10
G6	32	0	0,7	30	25	15
G5	36	20	0,7	90	75	45
G3	-	-	0,8	500	500	500



(a) (b)

Fig. 64 – Representação dos resultados obtidos para as três soluções e no cálculo base inicial: (a) deformada no inclinómetro I1; (b) deslocamentos imediatamente atrás do suporte.

Com a redução do módulo de deformabilidade em metade (solução 3) obteve-se um incremento nos deslocamentos atrás do suporte de cerca de 40%, semelhante aos medidos em I1. Nas camadas superiores é notória uma aproximação entre o verificado em obra e o modelo numérico. No entanto sensivelmente aos 14 m de profundidade o modelo passa a ter valores superiores ao instrumentados, o que permite especular sobre a influência do estado de tensão e da condição não saturada sobre a rigidez que conduzindo a um perfil de deformação bem mais uniforme e mais próximo do obtido em I1 do que no modelo. Analisando as variações de deslocamentos dentro de cada anel não se observam grandes alterações o que permite afirmar que a deformação é global não sendo visíveis grandes alterações a meio das faces de cada escavação. Comparando os deslocamentos mínimos dentro de cada

anel e os pontos correspondentes no inclinómetro, observa-se um andamento muito semelhante, não esquecendo que, a uma distância de 2 m da escavação, a plastificação encontra-se limitada (se existente) a profundidades muito reduzidas. Este facto permite afirmar que a variação da rigidez do maciço será mais preponderante no comportamento elástico do solo.

5.5.3. Influência do Módulo de deformabilidade do betão

Em problemas relacionados com a área da geotecnia é consensual a redução do módulo de deformabilidade do betão relativamente ao seu valor regulamentar. Este pressuposto permite ao projectista adoptar uma posição mais conservativa relativamente às deformações a que o maciço e o suporte estarão sujeitos.

No caso em estudo são inúmeros os aspectos que ditam a utilização de um módulo menor, destacando-se dois dos mais importantes: o primeiro prende-se com os carregamentos sobre o suporte provisório em idades reduzidas, em que o tempo de cura não é suficiente para o betão desenvolver as propriedades a que se encontra associado. Em segundo refere-se a importância na consideração dos fenómenos de fluência em que correm incrementos importantes de deformação na peça de betão devido ao carregamento contínuo produzido pelo maciço.

Nos modelos apresentados até este momento foi considerado, a excepção dos cálculos introdutórios, uma rigidez igual a metade o valor regulamentar No entanto é usual que em certos momentos da betonagem o módulo seja ainda inferior, logo apresenta-se um cenário em que o módulo será de 10 *GPa.* Apesar de o estudo ser de âmbito geotécnico é necessário ter em conta a rigidez e capacidade de suporte da própria estrutura, é então ainda previsto um modelo em que a deformabilidade é igual a 30 *GPa* próximo do valor regulamentar.

A visualização dos deslocamentos atrás do suporte tanto no associado ao menor eixo como ao maior eixo com a consideração de uma maior rigidez associada ao suporte conduz obviamente a uma maior limitação das deformações do maciço tanto no comportamento elástico e plástico. Na Fig. 65 são apresentadas as variações de deslocamento dentro de cada patamar de escavação para cada módulo considerado. Um primeiro ponto a ter em atenção serão as variações dentro cada módulo de deformabilidade em que se nota uma quebra do 4º para o 5º anel resultante da grande diferença de rigidez dentro do maciço. As maiores variações ocorrem no cenário associado a um módulo de 30 *GPa*, o que está de acordo com a fenomenologia até agora descrita. Recorda-se o facto de a maior parcela de deslocamentos ocorrerem antes da colocação do betão no entanto o efeito de transferência de tensões será mais intenso em betões com valores de rigidez menores. Como já referido esse efeito fisicamente reporta-se aos deslocamentos na base de escavação, logo o facto de o suporte ter uma maior capacidade de absorver tensões levará maiores diferenças entre os pontos a meio dos patamares e nos pontos da base dos patamares.

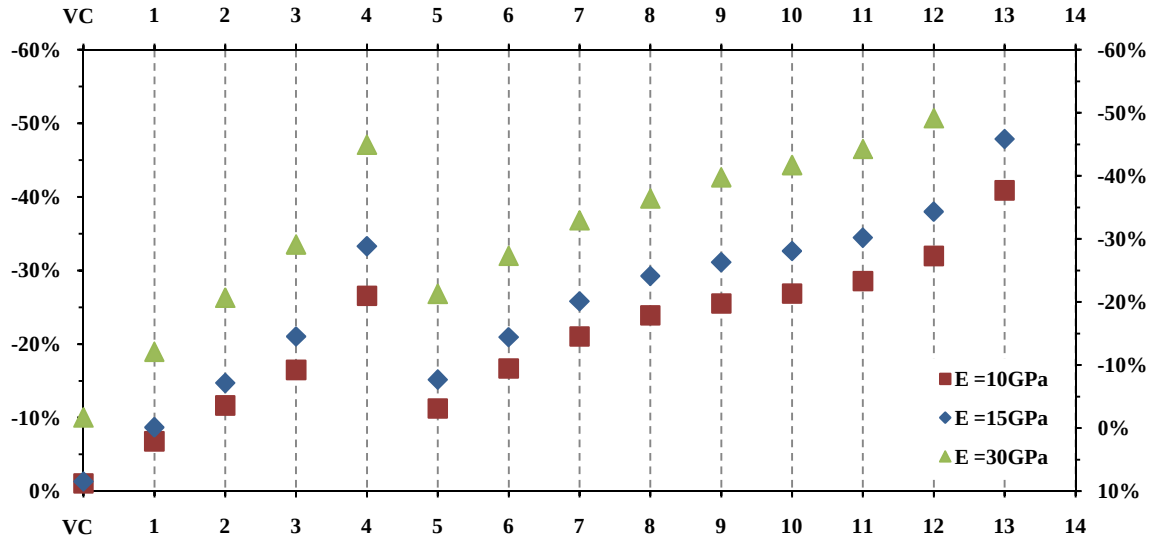


Fig. 65 – Representação da variação do deslocamento no centro do anel relativamente aos extremos respectivos em função da deformabilidade do betão.

A variação da rigidez do betão conduz a que o volume atrás da parede sofra maiores ou menores mudanças de posição o que induzira a variações também na curva de subsidência. Analisando os três cenários, é possível observar grandes variações, no entanto tomando em conta o pressuposto de *Bowles*, 1984 (ver 6.1.1.) é notório pelo volume que se deformável atrás do maciço (Fig. 67) que a consideração de uma menor rigidez conduzirá a maiores assentamentos atrás da parede.

Como a rigidez ao movimento é diferente nos 3 casos os esforços assumirão resultados diferentes. No entanto, tendo apenas em conta o aspecto económico do problema é notório que a consideração de uma rigidez reduzida conduz a um gasto menor de armadura. Na Fig. 66 é indicada a taxa de armadura mecânica (6) segundo a vertical a aplicar em cada um dos cenários.

$$\varpi = \frac{A}{bd}\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{6}$$

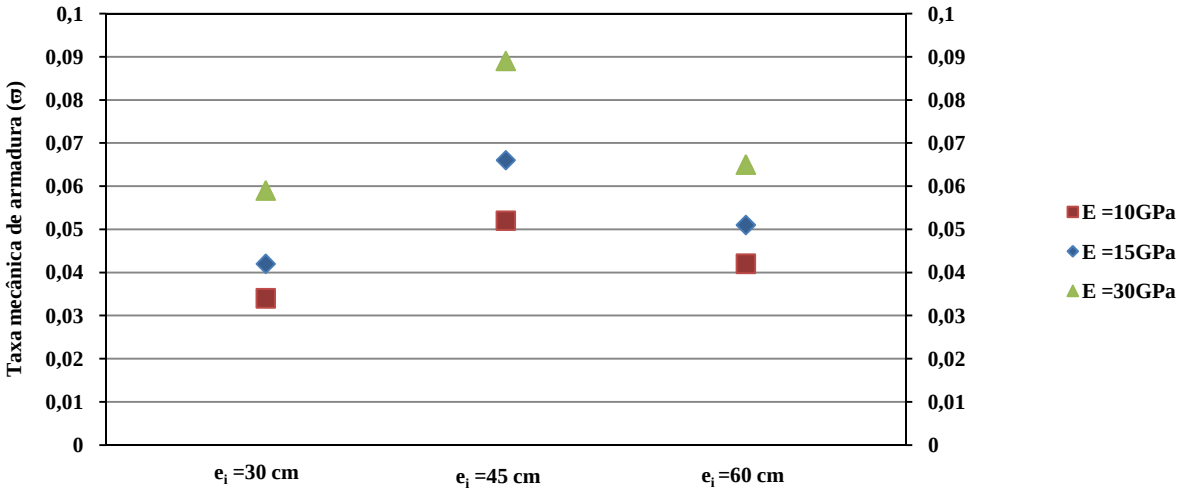


Fig. 66 – Representação da taxa mecânica de armadura para as 3 espessuras de suporte em função da deformabilidade do betão.

Uma primeira constatação prende-se com a taxa de armadura utilizada em projecto que assume-se com o menor que a obtida nos 3 cenários. Com o recurso à memória descritiva verifica-se que o dimensionamento foi feito segundo uma perspectiva puramente estruturalista. Esta diferença poderá estar associada à consideração na análise do faseamento construtivo, que conduz a um agravamento dos esforços.

Outra diferença passa pelo facto de haver um incremento na taxa mecânica de armadura de cerca de 60% com o incremento do módulo de rigidez para o triplo. Refere-se ainda as taxas de armadura mais elevadas no suporte com 45 cm de espessura dado o facto de os alívios de pressões serem já significativos para um suporte menos espesso de modo a obter-se uma relação mais vantajosa do ponto de vista económico.

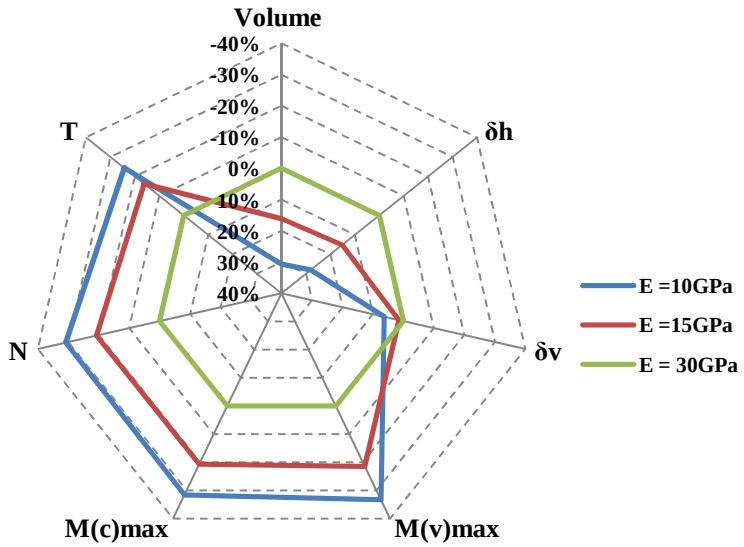


Fig. 67 – Gráfico resumo da variação dos parâmetros mais importantes em projecto em função do módulo de deformabilidade do betão projectado.

Em resumo a utilização de módulos de deformabilidade mais elevados conduzirá a esforços maiores sendo a sua aplicação com um maior interesse em casos em que a resistência da estrutura de contenção seja a principal condicionante, no entanto quando a preocupação se prende com eventuais deformações excessivas por parte do maciço o recurso a módulos de deformabilidade menor será mais indicado. Note-se que um decréscimo para metade (de 30 *GPa* para 15 *GPa*) conduz a um agravamento dos deslocamentos máximos horizontais em cerca de 15% assim como no volume deformado enquanto a redução para um terço (de 30 *GPa* para 10 *GPa*) induz acréscimos de 30% tanto num como noutro. Nos assentamentos atrás de cortina as diferenças são muito reduzidas o que se assume como natural dado a maior parte dos deslocamentos ocorrem antes da instalação do suporte (Topa Gomes, 2008).

5.5.4. INFLUÊNCIA DE CARREGAMENTOS LOCALIZADOS

Como já referido a implantação da estação do Marquês ocorreu numa área relativamente pequena. Este facto conduziu a que muitas das operações para além de escavação e betonagem ocorressem perto do limite da escavação, no entanto estes carregamento assumem um carácter temporário.

No auxílio à execução da estação do marquês foram instaladas duas gruas torre instaladas em locais opostos, ou seja, um em maciço rochoso e outra em solo brando. Na Fig. 68 é representada a localização de ambas as gruas em que a instalada no solo mais fraco está a pouco menos de 2 m do limite da escavação na zona mais flexível do suporte.

Após a descrição detalhada efectuada acerca do comportamento do suporte, poderá parecer contraditório a instalação destas "cargas" nos pontos mais próximos do suporte menos rígido, no entanto a escolha deve-se a critérios relacionados com a organização do espaço em obra, assim como com a indeterminação das características do solo perto da falha e da impossibilidade de se saber com algum grau de segurança o efeito da instalação das gruas-torre.

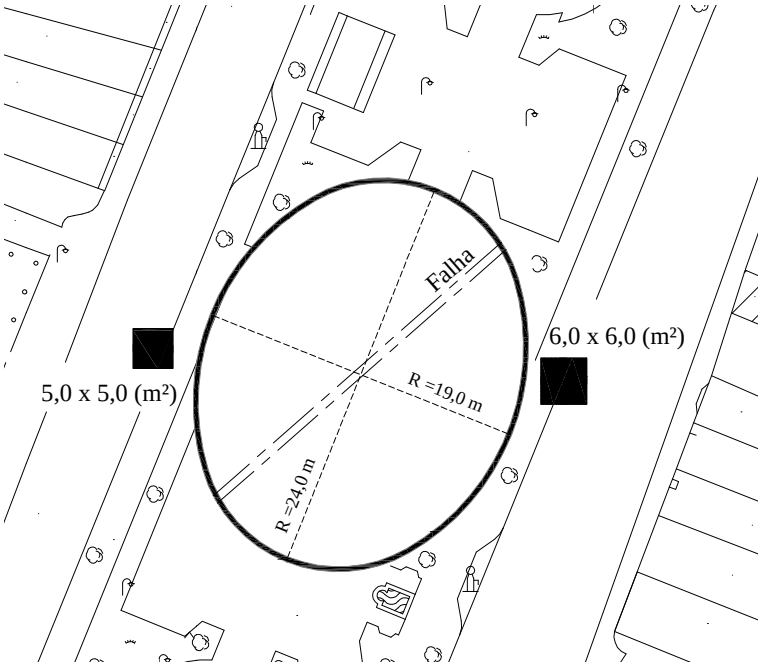


Fig. 68 – Localização em planta das gruas-torre instaladas.

De modo a analisar-se a verdadeira influência da instalação de uma carga estática e localizada a uma distância tão pequena do limite de escavação, é feito um modelo idêntico aos anteriores com a instalação de um carregamento.

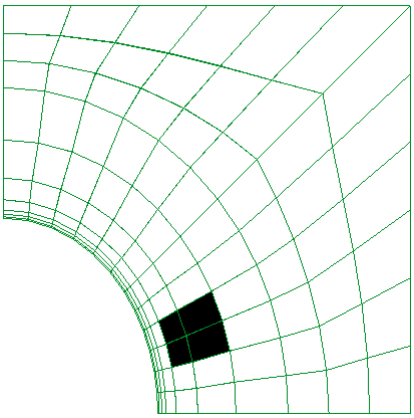


Fig. 69 – Representação da carga instalada à superfície no modelo numérico (a negro - área de instalação da carga).

A acção da grua foi simulada com a instalação de uma tensão constante igual a 15 *kPa* (54 *ton* com cerca de 36 m^2) numa posição semelhante à que a grua está colocada relativamente a escavação. Esta carga apenas foi instalada depois de ser gerado o estado de tensão inicial, ou seja, a sua materialização ocorre apenas na segunda fase do encadeamento de escavação considerado.

A primeira diferença a fazer-se referência passa pela afectação aos assentamentos verificados atrás do suporte (Fig. 70). Relativamente aos assentamentos máximos há um incremento generalizado de cerca de 30% em todos os pontos analisados. Outro aspecto distinto passa pela maior divergência de assentamentos comparando os pontos associados a só um caso. No caso da consideração da grua-torre a diferença de deslocamentos de um ponto para outro é importante resultando da sua posição relativamente à localização da grua. De notar contudo que, em termos práticos, estes assentamentos ocorrem antes do início da escavação.

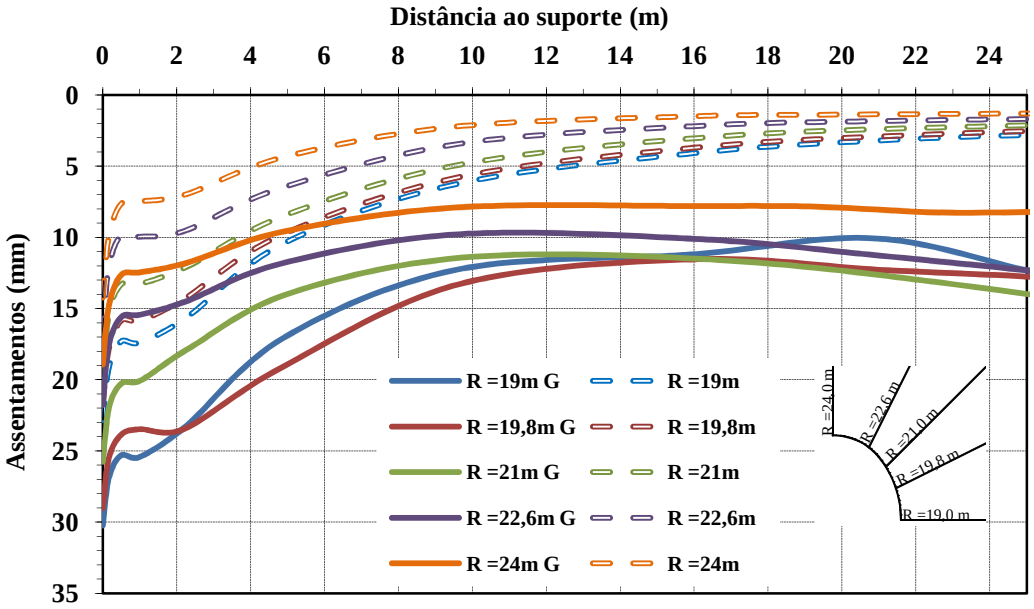


Fig. 70 – Influência da instalação da grua-torre nos assentamentos atrás do suporte para vários pontos atrás do suporte

Relativamente aos deslocamentos horizontais atrás do suporte no ponto mais flexível do suporte não se verificam diferenças significativas com a colocação da grua, 7 mm no máximo. Este aspecto permite afirmar que para o dimensionamento da estrutura de suporte a contabilização de gruas-torre desta magnitude instaladas perto da escavação não há necessidade de serem consideradas. No entanto relativamente aos assentamentos o caso já é diferente. Como se viu a instalação de uma carga de cerca de 54 *ton* induz um agravamento importante na generalidade dos assentamentos, não esquecendo o facto de nas imediações da grua haver diferenciais de deslocamentos importantes, podendo induzir distorções importantes nas estruturas adjacentes.

5.6. INFLUÊNCIA DA QUEBRA DE SIMETRIA NAS CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS

5.6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os estudos efectuados até agora foram executados com a modelação de um quarto da escavação em questão. A opção por este tipo de análise é vantajosa ao nível da redução dos tempos de computação associados aos cálculos que mesmo assim são elevados, permitindo simular com alguma qualidade o comportamento do maciço brando mais afastado da falha vertical, neste caso o localizado na proximidade do segmento de suporte com maior raio de curvatura.

Neste ponto será então modelada a totalidade da escavação de modo a contabilizar-se a heterogeneidade do terreno em planta assim como a observação da estrutura de contenção como um todo. O estudo com este modelo não fica porém completo sem a análise da influência da aplicação de colunas de *Jet Grouting* na deformação tanto do maciço como do suporte. A malha utilizada (Fig. 71) é consideravelmente superior às até agora apresentadas possuindo 29120 nós e 33264 elementos resultando do da replicação ao longo dos dois eixos de simetria do quarto de escavação considerado nas análises anteriores.

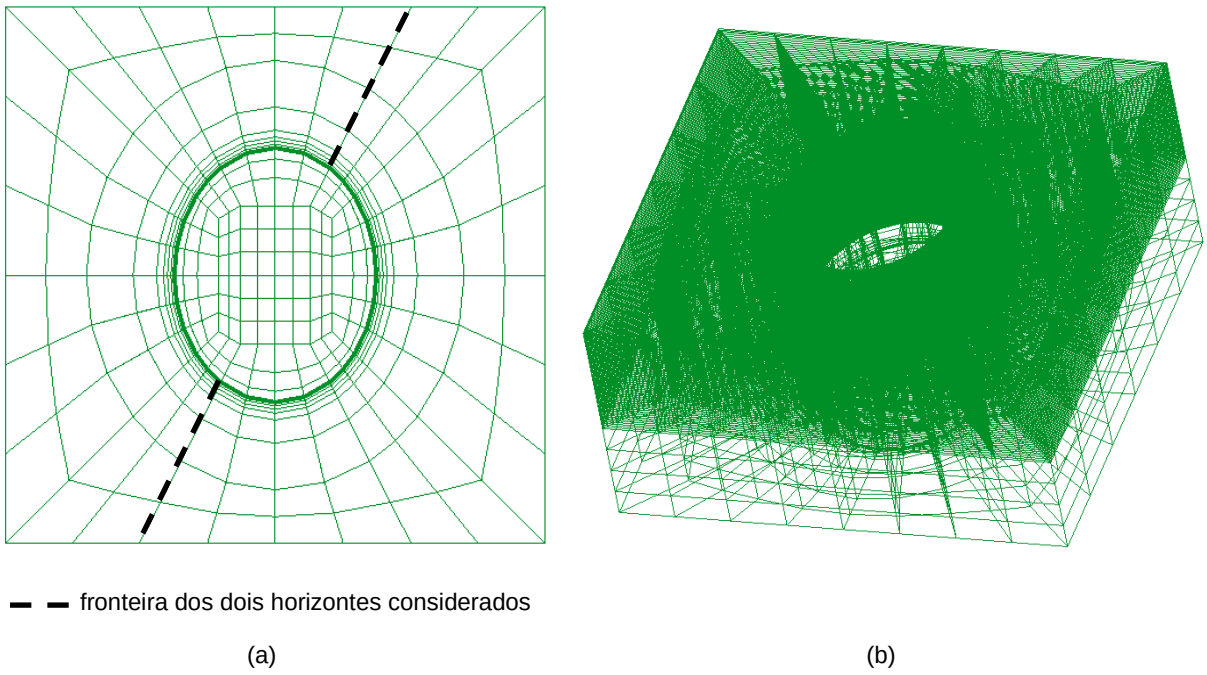


Fig. 71 – Aspecto da malha usada no modelo tridimensional total: (a) em planta; (b) em perspectiva.

De modo a estudar as implicações deste contraste de rigidez existentes serão feitos diversos cálculos tridimensionais. Neste estudo não serão quantificadas as características associadas à falha, dado este estudo ser de uma complexidade de elevado grau como feito na Universidade de Coimbra por Pedro (2009), para além de já sair do âmbito deste trabalho de dissertação.

5.6.2. JUSTIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES

Tendo em conta os resultados apresentados e discutidos previamente apresenta-se os dois horizontes geotécnicos a utilizar nos restantes cálculos. Refira-se que a sua escolha não se prende com a intenção de que o modelo reproduza um resultado o mais possível próximo da realidade, mas sim perceber em

parte a influência de determinadas opções tomadas na construção do poço, ou mesmo na fase de projecto no comportamento do solo ao longo da intervenção.

Na Fig. 72 são então apresentados os perfis adoptados tanto a Leste como a Oeste da falha em que as características dos grupos mecânicos são idênticas mudando apenas a sua disposição em profundidade. Esta opção prende-se por tentar obter um contraste acentuado entre os dois maciços, omitindo a incerteza associada

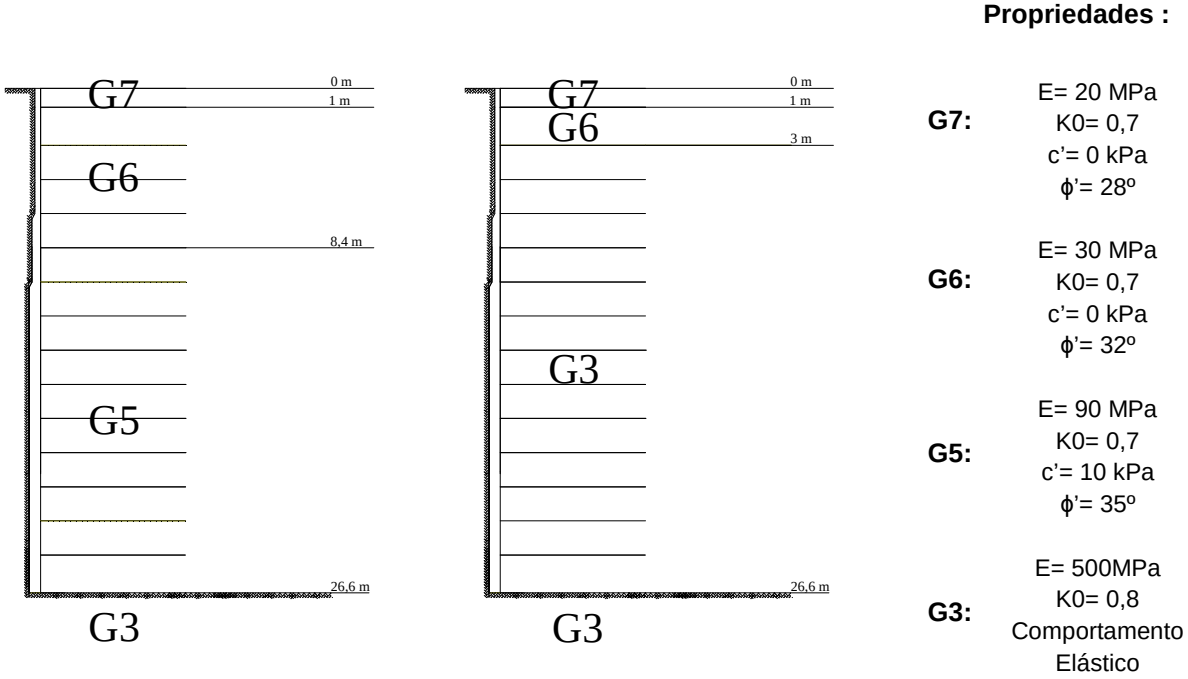


Fig. 72 – Propriedades adoptadas para os Cálculos Finais.

De todos os parâmetros dos solos apresentados no estudo geológico o que sofreu maiores alterações do previsto em projecto foi a rigidez do maciço. Como ficou evidente este parâmetro assume-se com o mais relevante na deformação do maciço e na indução de esforços no suporte. A opção por valores mais reduzidos prende-se com a consciência de que o modelo utilizado não se assume como o ideal para este tipo de intervenções, em que a estrutura de contenção é muito flexível (quando comparado com as estruturas habituais), tentando então deste modo atenuar a rigidez excessiva no maciço em que as deformações são reduzidas. Este parâmetro também foi o mais difícil de quantificar pois para além do nível de deformação a condição não saturada assume um papel relevante em que a sucção induz acréscimos importantes de rigidez.

Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso, adoptou-se o valor de 0,7 para as camadas de solo e de 0,8 para G3. A sua escolha passou pela experiência retirada por Topa Gomes (2009) dos ensaios com o Pressiómetro Auto-perfurador realizados na Estação de Salgueiros, também do Metro do Porto e em Solo Residual. Apesar disso os valores considerados são muito elevados o que serão desadequados para um Solo Residual do Granito do Porto, estando a sua escolha relacionada com a maximização da deformação associada ao maciço, não reduzindo ainda mais os módulos de deformabilidade que já por si são muito reduzidos.

Neste modelo, não foi previsto características tanto de deformabilidade como de resistência para a zona de transição do solo Oeste e Este. Este facto resultou da impossibilidade de gerar na totalidade do

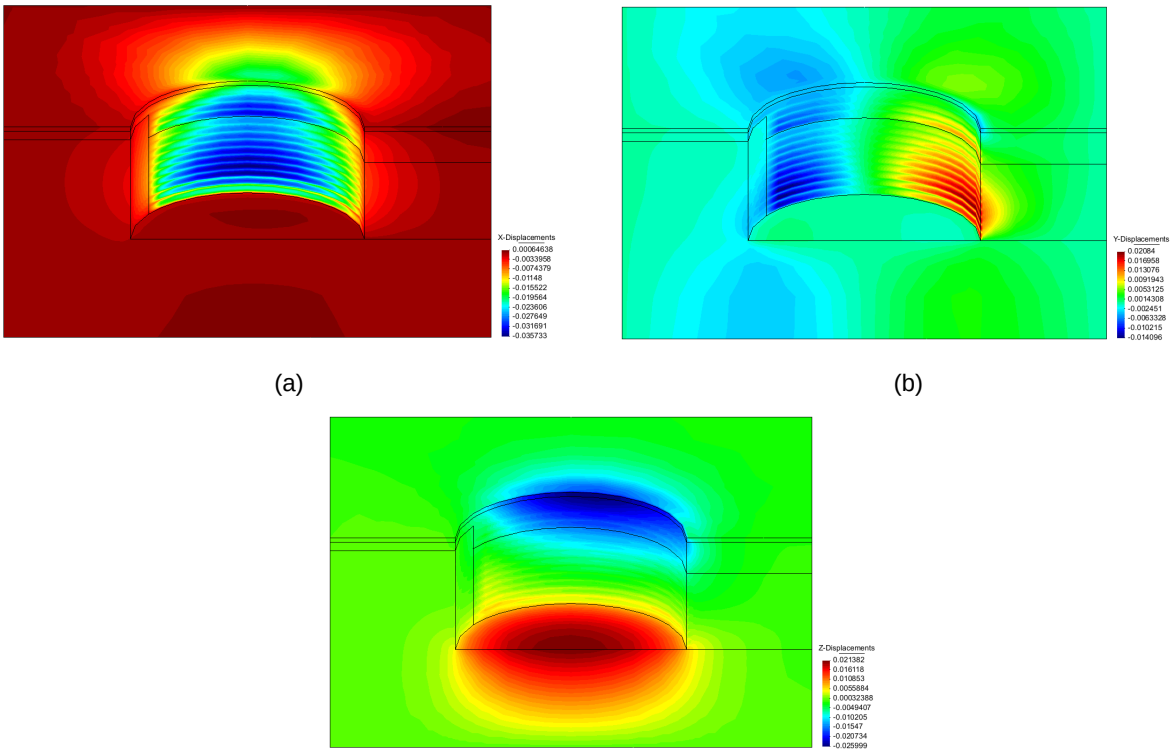
problema com os meios computacionais disponíveis, em que a discretização especifica destes elementos traduzia-se em incrementos importantes da memória física necessária.

Para os elementos de suporte em betão as propriedades a atribuir estão associadas a um grau de incerteza elevado em que o betão ao ser colocado e carregado com um tempo de cura muito reduzido assume uma rigidez bastante inferior à regulamentar. Neste caso como o âmbito do estudo é virado para os movimentos associados ao maciço será assumido um módulo de 15 *GPa* permitindo também ter-se em conta a fluência, retracção e maturação do betão (Topa Gomes, 2008).

5.6.3. Cálculo Tridimensional do Marquês

Tendo em conta a deformada geral do poço verifica-se, como se esperava, uma convergência na zona a Leste da falha localizada na parte mais flexível do suporte, com um deslocamento máximo da ordem dos 3,5 cm. Esta deformação ocorre de forma sequencial sendo visível um comportamento mais agravado sensivelmente a partir da escavação do 7º anel.

É bem visível nos deslocamentos (mais importantes) segundo o plano horizontal (Fig. 73) a sua delimitação ao terreno mais brando, onde para além da convergência já referida há um alongamento (divergência) da parte inferior do suporte, consequência da deformação global do maciço. Este alongamento no entanto apenas ocorre nos primeiros metros de escavação como já referido e discutido. Faz-se ainda referência a deslocamentos importantes em pontos no topo superior do suporte do lado Leste da falha, contrastando com os assentamentos quase nulos nos mesmos pontos.

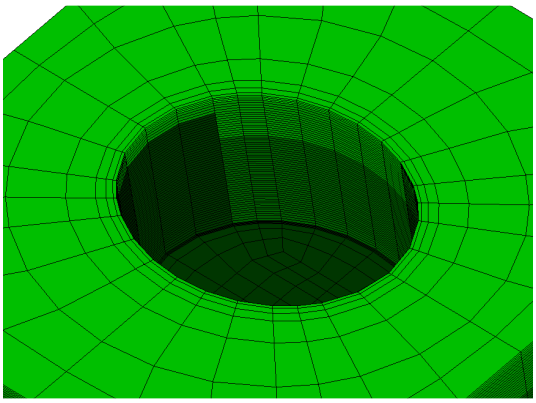


(a) (b)

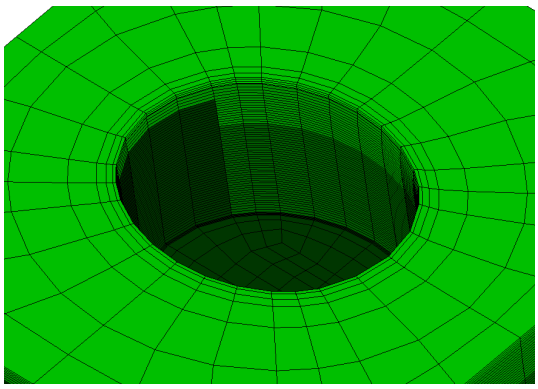
(c)

Fig. 73 – Deslocamentos no maciço atrás do suporte para a metade direita do poço do Marquês: (a) deslocamento perpendicular a R =19 m; (b) deslocamento perpendicular a R =24 m; (c) deslocamentos verticais.

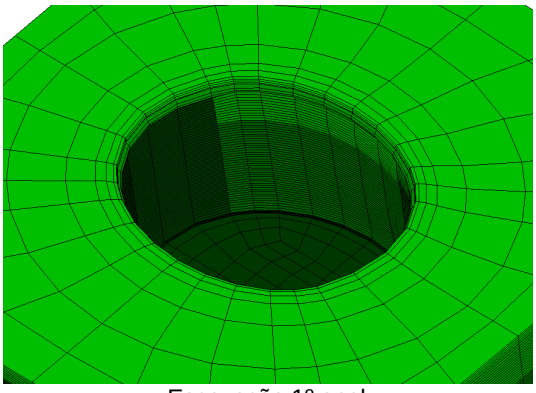
Nos pontos diametralmente opostos, ou seja nos localizados a Oeste da falha, não são notórios deslocamentos maiores que 5 mm. Neste caso resultante da não plastificação do maciço, a deformada em profundidade tem um andamento muito mais contínuo, sem as "barrigas" de deformação associadas a cada patamar de escavação. Quanto aos assentamentos à superfície nota-se bem a influência da não simetria das condições geotécnicas, pois do lado rochoso estes são quase nulos, registando-se uma tendência de empolamento em pontos mais próximos da escavação. Na parte mais deformável verifica-se um gradiente de assentamentos elevado, com uma redução para metade do assentamento máximo a apenas cerca de 3 m atrás da escavação. Visível é também o facto de a mancha de assentamentos não estar alinhada com o poço mais sim com a falha. Na Fig. 74 é apresentado a deformação do maciço à medida que a escavação é feita.



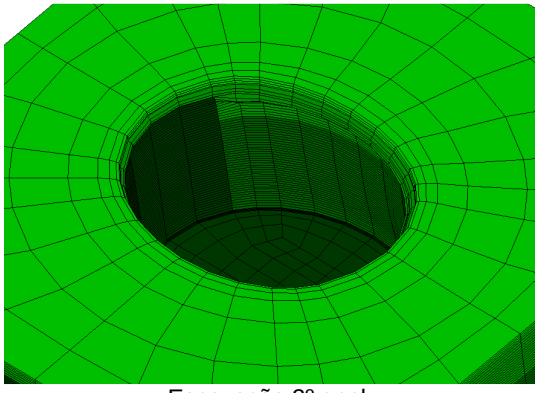
Estado de Repouso



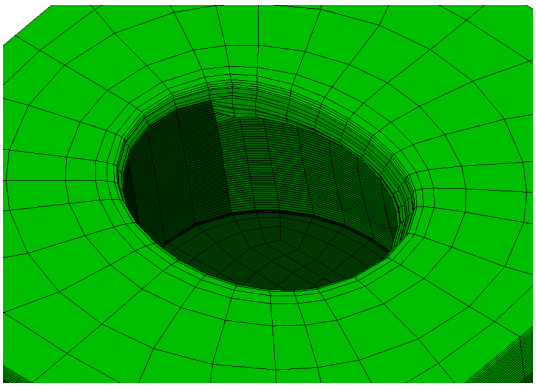
Escavação da VC



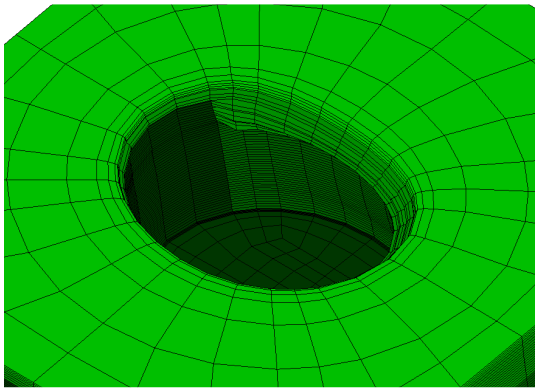
Escavação 1º anel



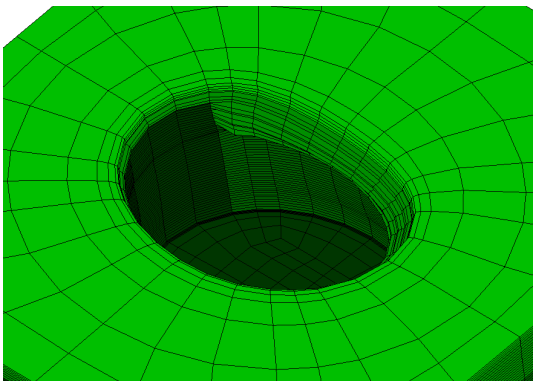
Escavação 2º anel



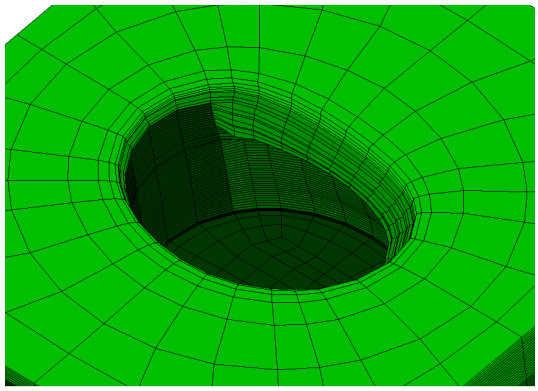
Escavação 3º anel



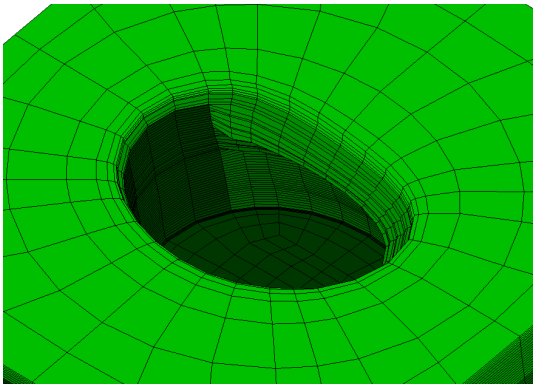
Escavação 4º anel



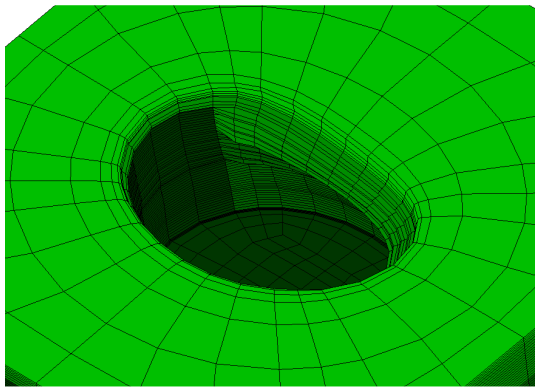
Escavação 5º anel



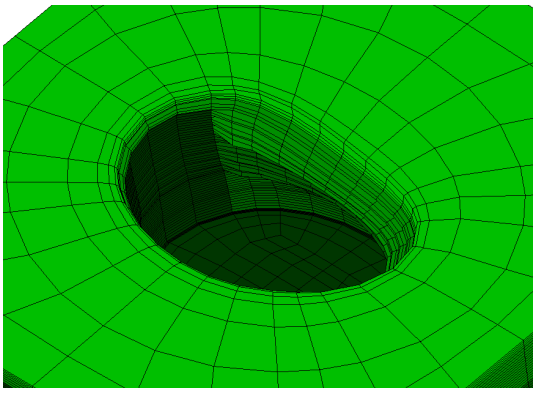
Escavação 6º anel



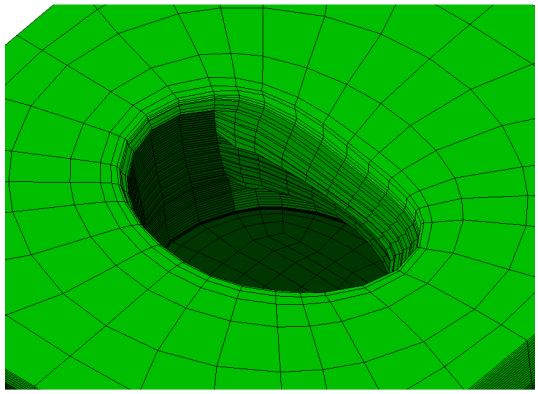
Escavação 7ºanel



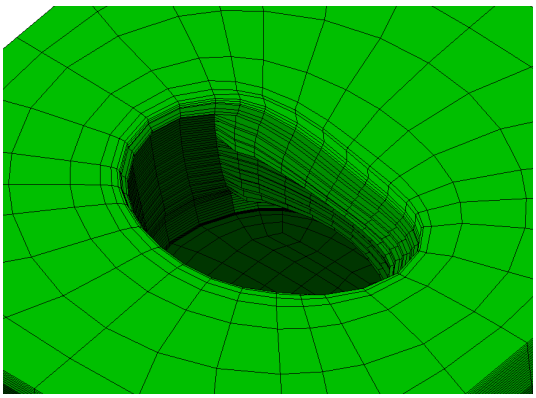
Escavação 8º anel



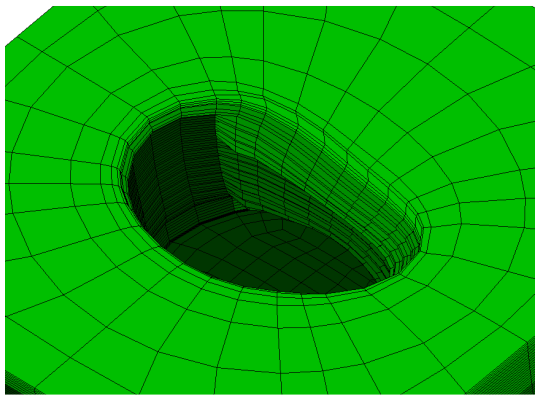
Escavação 9º anel



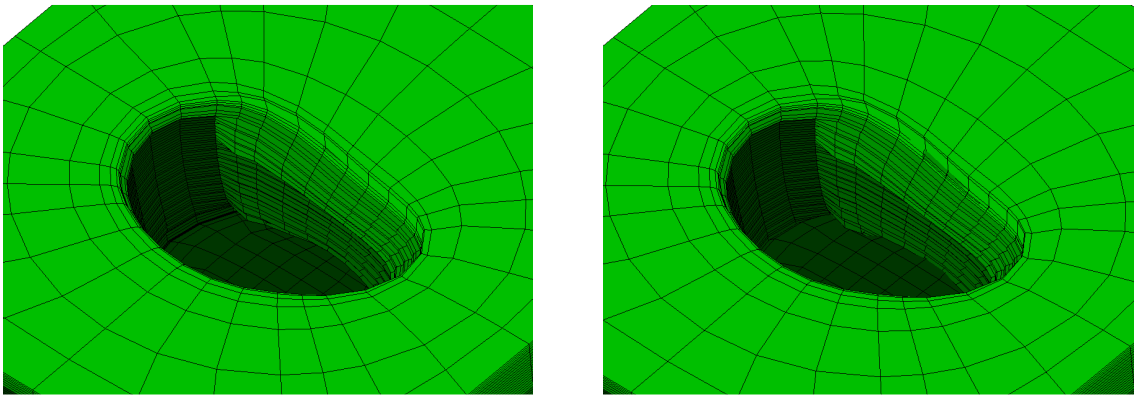
Escavação 10ºanel



Escavação 11º anel



Escavação 12ºanel



Escavação 13º anel | Escavação 14º anel

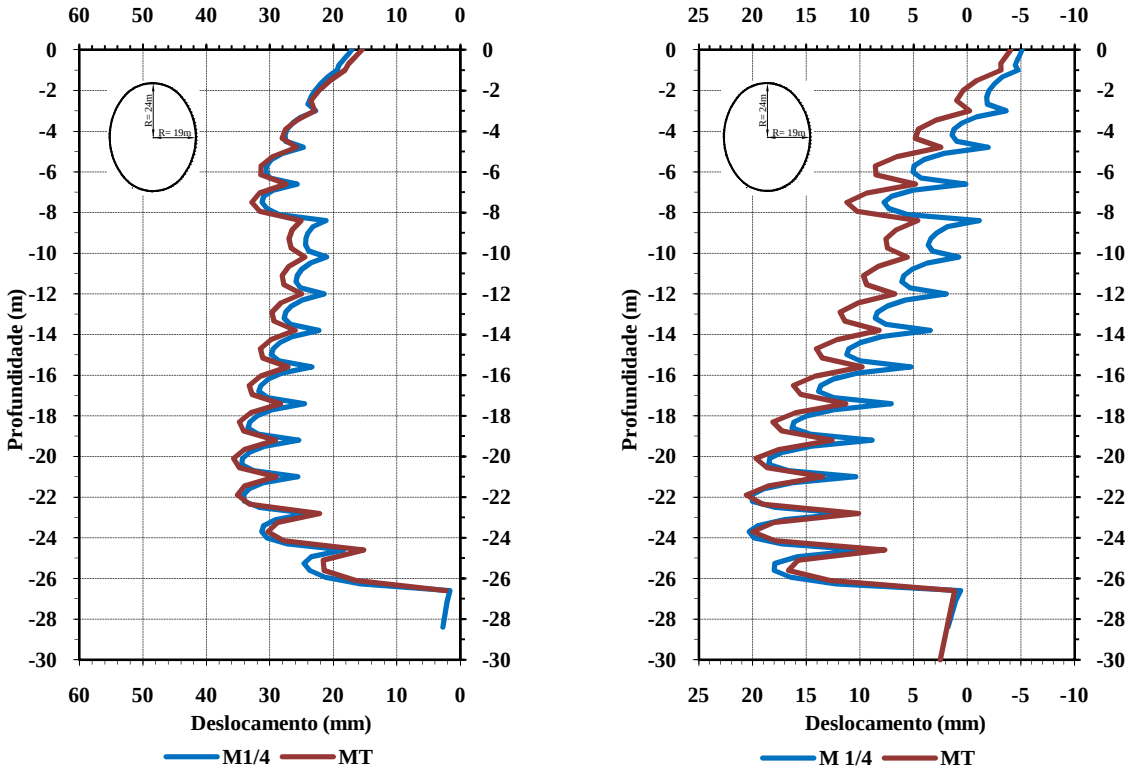
Fig. 74 – Aspecto da deformada do poço atrás do suporte nas sucessivas fases de escavação.

A utilização na maior parte dos cálculos de um modelo em que se reproduz apenas um quarto da escavação (1/4) em estudo em solo mais brando, pode não ser totalmente vantajoso relativamente à modelação da totalidade da escavação. Isto devido aos dois distintos ambientes geotécnicos em que a obra se insere. Pois o facto de metade da escavação se proceder em rocha ou solo muito pouco alterado induz uma rigidez não contemplada de forma alguma na utilização de apenas um quarto. Outro aspecto prende-se com a disposição da falha muito próxima dos pontos associados ao maior eixo o que do lado mais brando poderá conduzir a um comportamento muito distinto do retirado na consideração apenas de um quarto.

Tendo em conta os deslocamentos atrás do suporte no suporte mais flexível não são visíveis grandes diferenças (Fig. 75). Já relativamente ao suporte mais rígido no modelo associado a 1/4, a deformação parece muito mais local devido às barrigas em cada anel mais pronunciadas. Neste caso as maiores diferenças de deslocamentos ficam associados à última escavação em G6 e aos primeiros níveis em G5, ou seja nos níveis em que há um maior contraste de rigidez. Este contraste associado ao menor refinamento da malha no modelo total conduz a uma convergência de valores menos exacta, sendo possivelmente a causa das maiores diferenças. Tomando em conta os deslocamentos horizontais em pontos mais distantes do suporte não são visíveis quaisquer tipo de diferenças, o que de certa forma valida o já afirmado.

Um efeito que não foi considerado no modelo total e que poderá ter um peso considerável é o facto de o solo localizado perto da falha ter um comportamento ainda mais fraco do que o geralmente localizado a Leste da falha conduzindo a deslocamentos mais gravosos do que os obtidos no modelo.

Este pequeno apontamento permite afirmar que a utilização de um modelo de 1/4 apesar de poder ser deficitário principalmente nos pontos associados ao maior eixo da elipse, tem como vantagem a utilização de uma malha mais apertada. É possível afirmar que a utilização de um modelo menos complexo não trará grande prejuízo às análises a efectuar, desde que se tenha em atenção as singularidades a nível geotécnico.



(a) (b)

Fig. 75 – Comparação entre os deslocamentos obtidos atrás do suporte para o modelo considerando um quarto (M1/4) e o total (MT): (a) eixo menor da elipse (R =19m); (b) eixo maior da elipse (R =24m).

É importante ainda referir que no modelo total devido à malha utilizada não foi possível considerar a falha sub-vertical no maciço escavado. Tal facto levou à atribuição a todo o volume escavado das características associadas ao solo a Leste da falha. Esta simplificação permite que o perfil de deslocamentos horizontais no maciço mais deformável não seja adulterado no entanto induz empolamentos na base de escavação exagerados.

5.6.2. CÁLCULO TOTAL COM JET GROUTING

5.6.2.1. Considerações prévias

Nas análises efectuadas anteriormente não foi tida em conta o tratamento executado aquando das escavações do 4º ao 7º nível de escavação em que antes da escavação do 4º patamar foi feito um tratamento do solo de modo a tornar este mais resistente e rígido de modo a limitar principalmente os assentamentos sofridos pela estrutura de betão previamente instalada.

Neste ponto será então avaliado o efeito de tratamento do solo com a percepção das alterações induzidas ao nível das deformações do suporte e do maciço.

O *Jet Grouting* apresenta-se com uma opção de melhoria de solos tanto a nível de características mecânicas como de menor permeabilidade. A aplicação desta técnica possui um significativo desenvolvimento na área dos túneis em zonas urbanas, ou intervenções em áreas densamente habitadas não esquecendo a reabilitação de fundações de edifícios em zonas históricas.

O tratamento é feito no interior do terreno sem a necessidade de qualquer escavação anterior. Este tratamento do solo apenas é possível com o recurso a um conjunto de jactos horizontais que permitem a desagregação da estrutura natural do solo e a posterior mistura com a calda de cimento introduzida.

Este processo tem como prelúdio o alinhamento da sonda segundo a peça que se pretende obter, procedendo-se então à introdução da vara no terreno até atingir a profundidade correspondente à base da peça desejada. Este movimento é possível através do movimento rotacional da vara e com auxílio de um jacto de água vertical (jacto de pré-furação).

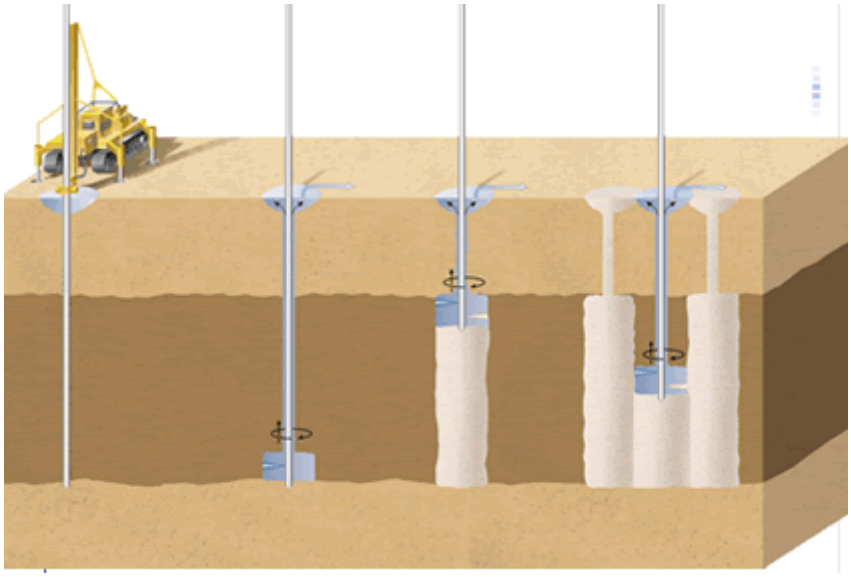


Fig. 76 – Encadeamento da execução do tratamento (adaptado de http://www.haywardbaker.com).

O processo físico da técnica de *Jet Grouting* envolve as seguintes etapas (Carreto ,1999):

a) Corte: a estrutura inicial do solo é destruída e as partículas ou fragmentos resultantes são dispersos pelos jactos horizontais de grande velocidade;
b) Mistura e substituição parcial: parte dos fragmentos de solo são substituídos enquanto o restante é misturado com a calda de cimento
c) Cimentação: o solo desfragmentado sofre um processo de aglutinação devido à acção auto-endurecedora da calda, formando um corpo consolidado.

No caso em estudo, ou seja, em que foram realizadas colunas imprimindo um movimento rotacional à vara procede-se à injecção de calda num movimento ascensional.

A resistência das peças criadas é avaliada em função da resistência de provetes sujeitos à compressão simples sendo possível estimar o módulo de deformabilidade associado às mesmas. No Quadro 8 são apresentados valores comuns para estes dois parâmetros em função do tipo de solo.

Quadro 8 – Resistências de Provetes à compressão simples e módulo de deformabilidade (retirado *de Kaidussis et al*, 2005).

Tipos de Solo	*Areias*	Siltes	Argilas
Compressão Simples [MPa]	7 a 12	5 a 8	3 a 6
Módulo de Deformabilidade [GPa]	6 a 10	4,5 a 7	2,5 a 4

A efectivação do *Jet Grouting* no modelo foi feita com a instalação imediatamente atrás do suporte de uma peça com secção rectangular em todo o perímetro de escavação (Fig. 77). Devido à dificuldade em reproduzir as colunas de betão a escolha de uma parede conduz a que a rigidez tanto flexional como de membrana seja muito superior ao realmente existente. Dito isto optar-se-á por considerar o *Jet Grouting* com um módulo de deformabilidade igual a 1 GPa substancialmente inferior ao verificado por Kaidussis e Gomez (2005) de modo a atenuar o máximo possível a geometria adoptada.

As restantes propriedades consideradas foram um peso volúmico de 21 kN/m^3, uma coesão de 250 *kPa* e um ângulo de atrito de 40º.

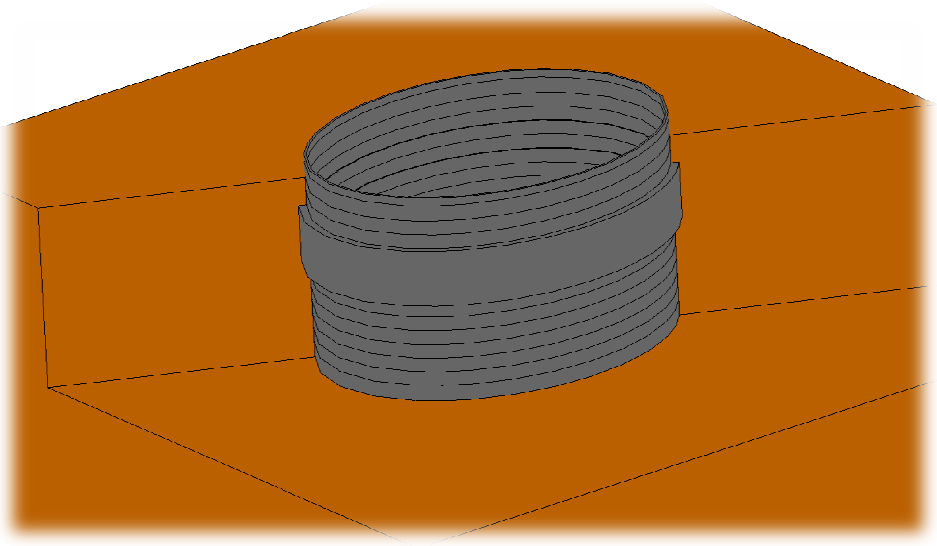


Fig. 77 – Ilustração do suporte e do *Jet Grouting* no modelo numérico

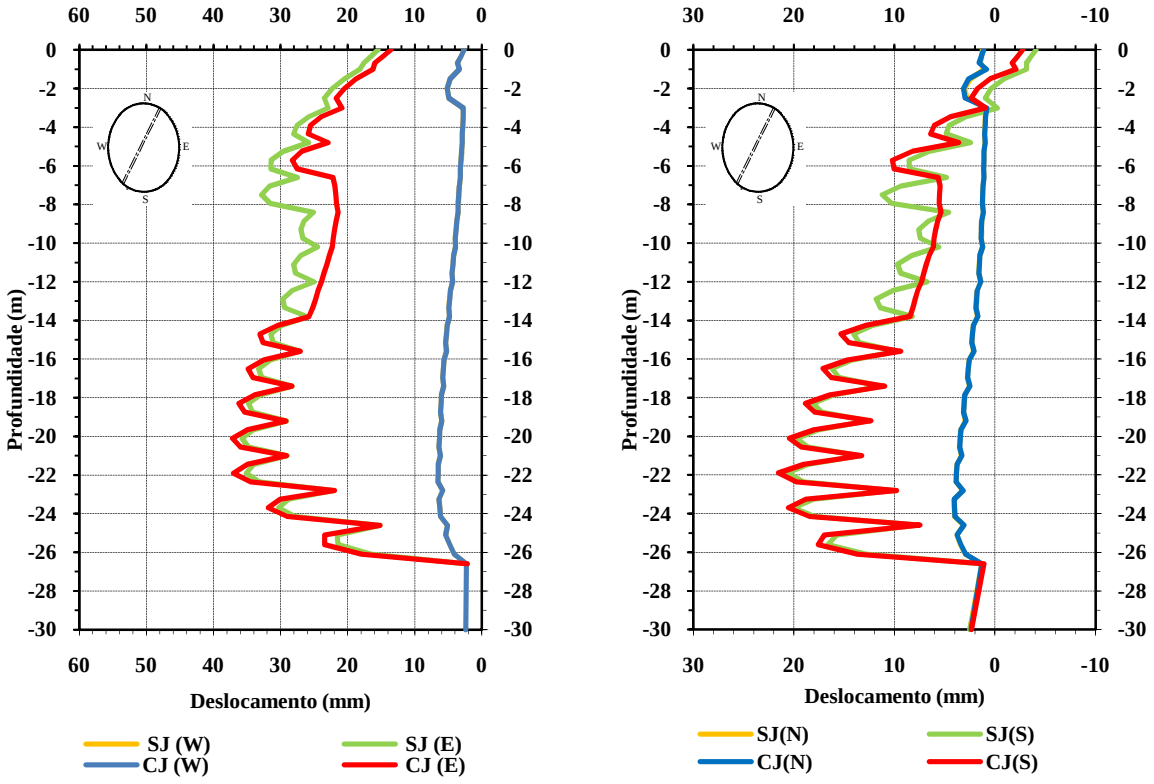
A disposição das colunas de *Jet Grouting* em planta pode assumir duas disposições principais. Numa as colunas são secantes havendo uma continuidade muito semelhante à geometria escolhida para a sua representação no modelo. No entanto na outra possibilidade de disposição em planta as colunas encontram-se espaçadas o que conduz a um comportamento do solo muito distinto do que será obtido no modelo.

Esta última disposição induzirá incrementos de rigidez flexional importantes, conduzindo a reduções significativas nos deslocamentos horizontais. No entanto a opção por introduzir no modelo uma "placa" rectangular com cerca de 6 m de altura e uma espessura de 1 m acarretará contrariamente, incrementos de rigidez de membrana muito significativos permitindo uma maior redução dos deslocamentos verticais do que dos horizontais em que o incremento a rigidez flexional é menor para este tipo de volumes.

5.6.2.2. Análise dos resultados

A decisão de utilização ou não de técnicas de melhoramento das características do solo é apenas possível através da análise dos dados possíveis de ser obtidos através da monitorização instalada em obra. A verificação do efeito associado à instalação do *Jet Grouting* será então feita através da comparação dos deslocamentos sofridos pelo suporte e pelo maciço em dois cenários com e sem recurso ao tratamento.

Analisando os deslocamentos horizontais atrás do suporte obtidos no cenário com recurso ao *Jet Grouting* (CJ) e dispensando o mesmo (SJ) (Fig. 78), apenas se notam verdadeiras diferenças nos anéis em que o *Jet* foi instalado. Nos restantes níveis não são observáveis grandes diferenças entre os dois cenários fazendo-se apenas referência ao facto de nos níveis acima da instalação das colunas haver uma pequena redução enquanto abaixo há um incremento dos deslocamentos.



(a) (b)

Fig. 78 – Influência da instalação do *Jet Grouting* (CJ) relativamente aos deslocamentos atrás do suporte. (a) R=19m; (b) R=24m.

Nos anéis em que foi efectuado o tratamento do solo, a deformada assemelha-se à obtida em paredes instaladas antes da escavação, pois o solo não há qualquer tipo de desconfinamento do solo abertura de um anel de escavação e consequente deformação. Tal resulta de o terreno tratado confinar-se a uma placa de espessura constante, comportando-se de certa forma como uma parede rígida, não havendo grandes diferenças dentro da altura associada ao *Jet Grouting*.

Acima do *Jet Grouting* a redução de deslocamentos resulta duma menor transferência de tensões aquando da escavação dos níveis de solo tratado. O incremento dos deslocamentos abaixo resulta de uma menor variação da tensão vertical aquando da escavação dos anéis associados ao *Jet* resultando no facto dos deslocamentos associados ao desconfinamento serem maiores a níveis inferiores.

Na Fig. 79 é notório o referido, em que se vê não só o efeito do *Jet* aquando da escavação dos níveis a que está associado, assim com uma redução importante no deslocamento induzido no anel imediatamente acima, assim como o efeito sobre nos níveis tratados de escavações abaixo deste.

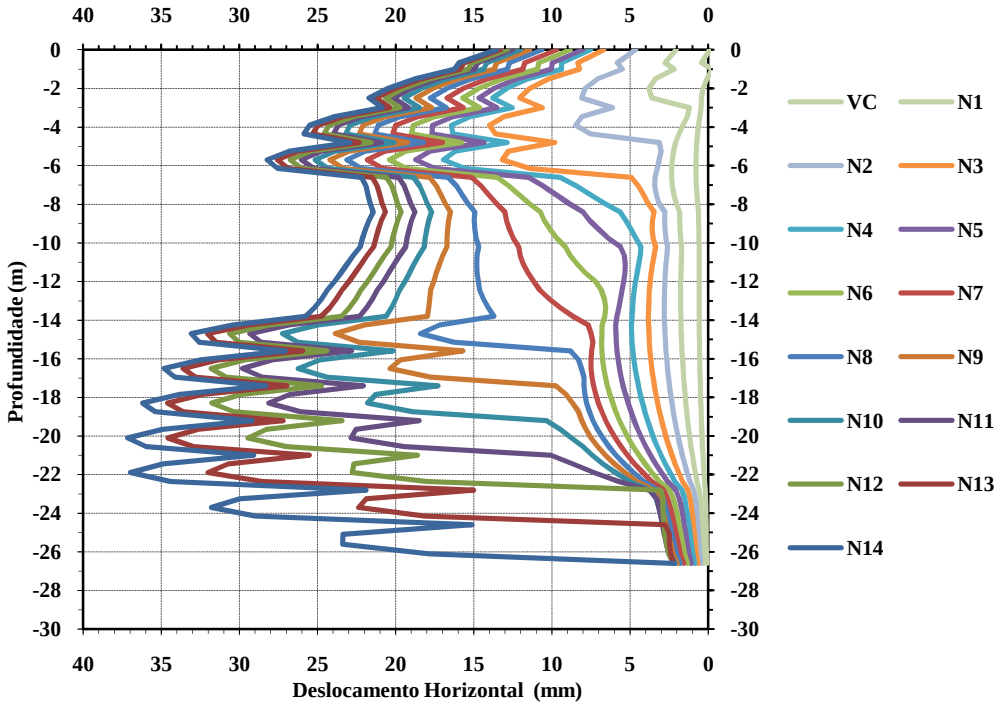


Fig. 79 – Deslocamentos horizontais nas várias fases de escavação, para R =19m.

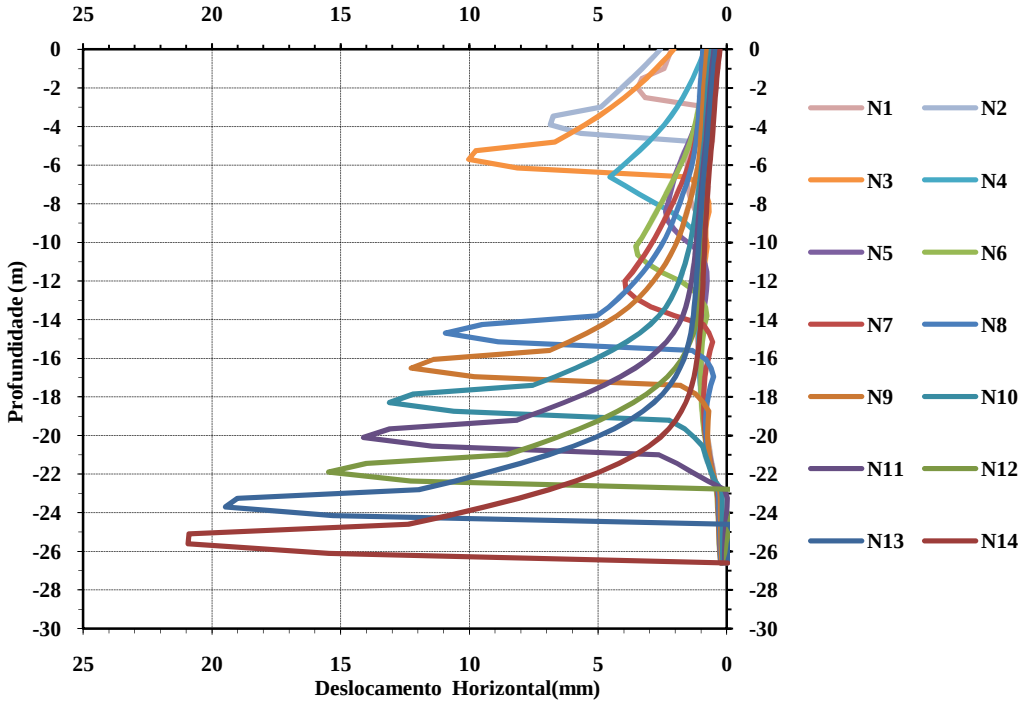


Fig. 80 – Deslocamentos incrementais ao longo das várias fases de escavação, para R =19m.

Relativamente às tensões verticais (Fig. 81) estas são maiores no cenário CJ levando a que a diferença entre o estado de tensão vertical antes e pós escavação seja maior conduzindo então a maiores deslocamentos.

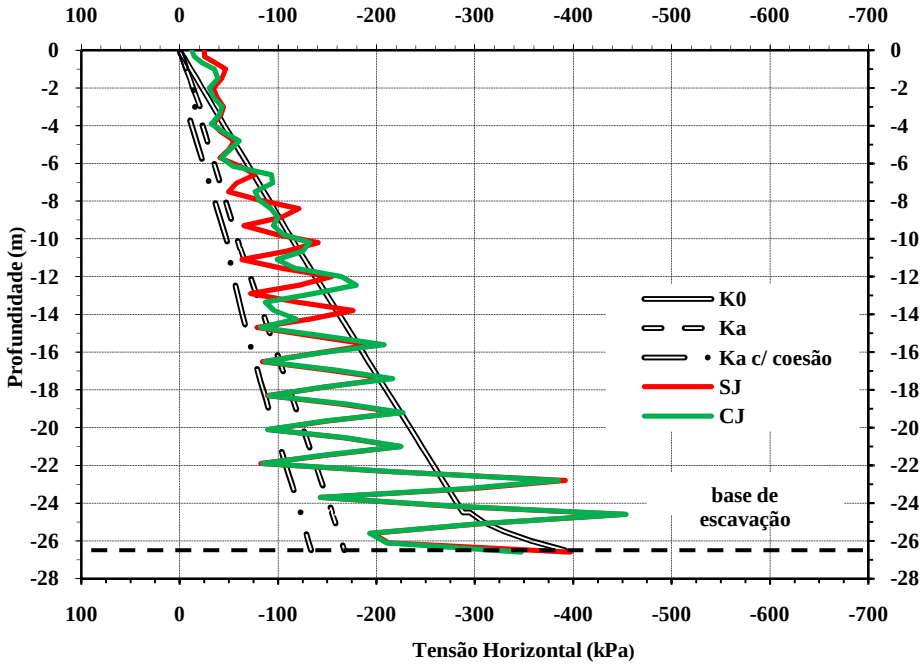


Fig. 81 – Influência da instalação do *Jet Grouting* nas tensões horizontais, para R =19m.

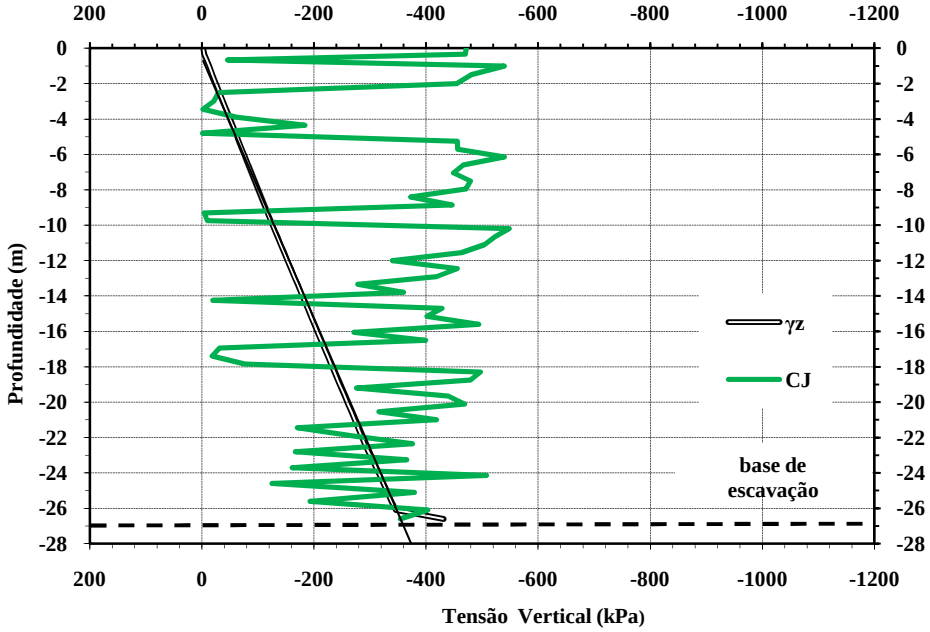


Fig. 82 – Aspecto das tensões verticais 0,5m atrás do suporte para o cenário considerando a instalação de *Jet Grouting,* para R =19m.

Analisando de forma mais cuidada os diagramas de tensões o andamento de tensões horizontais é muito semelhante entre CJ e SJ, com excepção nos anéis em que o *Jet* foi colocado. Em que a meio dos mesmo não há uma redução tão significativa resultante do desconfinamento e consequente aproximação do estado de limite, ultrapassando inclusive em certos pontos a tensão associada ao estado em repouso. Verifica-se também um incremento das tensões no extremo superior do solo

tratado, enquanto na base à uma redução relativamente a SJ., enquanto na zona central parece haver uma maior homogeneização das tensões horizontais.

Tendo agora em atenção os pontos associados ao maior eixo do suporte o efeito da instalação do Jet será obviamente menor do que para R =19m, neste caso há inclusivamente um incremento dos deslocamentos tanto acima como abaixo do segmento de solo tratado. Nos níveis superiores tal resulta exclusivamente do rearranjo estrutural da parte da peça de *Jet*, efeito já descrito para o suporte.

Os diagramas atrás obtidos não são possíveis de obter em obra pois a instrumentação apenas consegue reportar os deslocamentos sofridos pelo suporte. Nas Fig. 83 e Fig. 83 são então apresentados os deslocamentos sofrido pelo suporte no 1º, 4º e 12º anéis.

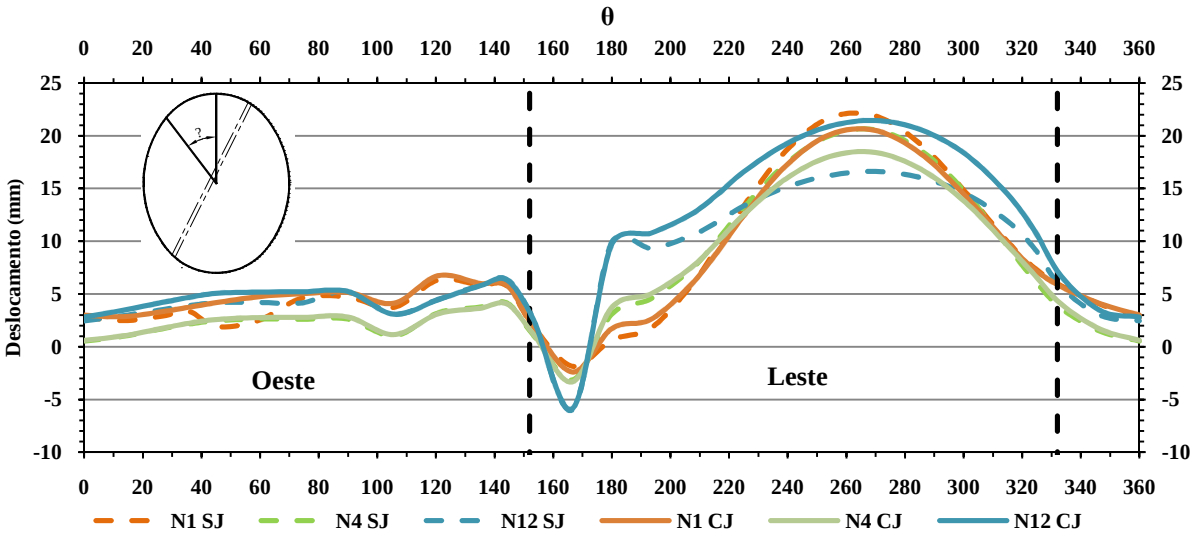


Fig. 83 – Deslocamentos perpendiculares aos 1º 4º e 12º anéis em função do ângulo com a vertical.

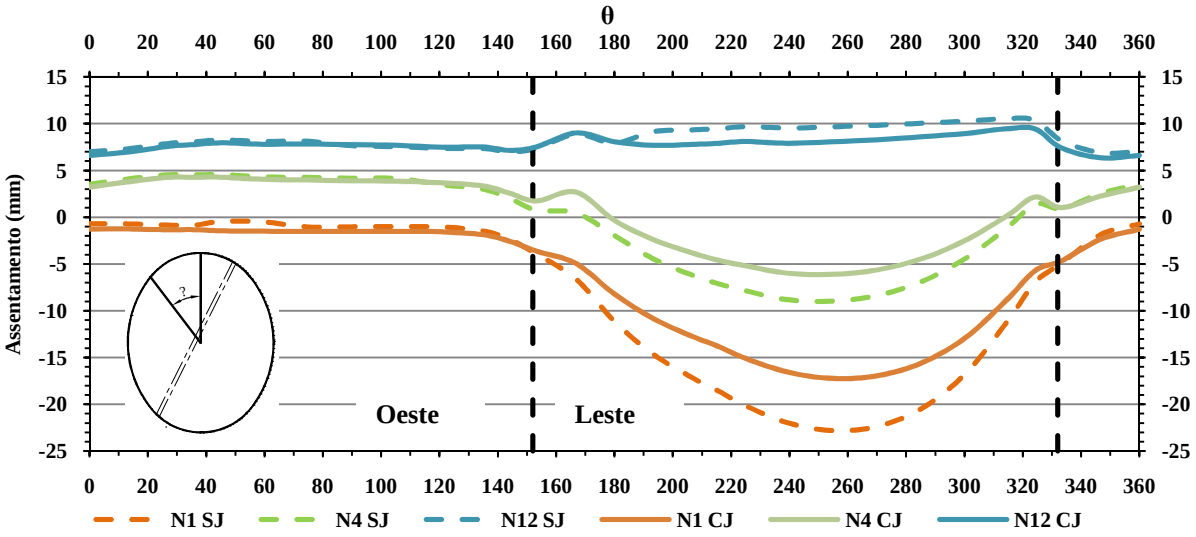


Fig. 84 – Assentamentos associados aos 1º 4º e 12º anéis em função do ângulo com a vertical.

Relativamente aos deslocamentos horizontais nos dois níveis superiores o *Jet* permite a redução dos deslocamentos em direcção à escavação na Zona a Este da falha, sendo esta redução maior no 4º anel.

Pois é um nível no qual se efectivou o tratamento. No 12º anel há no entanto um incremento dos deslocamentos, com uma importância significativa tanto no suporte associado ao maior eixo ao menor eixo da elipse (ângulo igual a 270º).

Tomando agora em nota os assentamentos nos mesmos níveis, o efeito associado ao tratamento do terreno é comum, ou seja há uma atenuação geral dos assentamentos sofridos pelo suporte. Neste caso a maior redução passa a ocorrer no 1º nível no entanto esta redução não atinge os 10 mm, mas refere-se novamente que o facto de se utilizar o modelo *Mohr-Coulomb* é possível que o verdadeiro efeito do *Jet Grouting* não seja totalmente perceptível. Quanto aos deslocamentos ocorridos a Oeste da falha não é notório qualquer tipo alteração significativa, como já era expectável.

.

6

MÉTODOS DE PREVISÃO DOS ASSENTAMENTOS SUPERFICIAIS

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS E REVISÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO

Na generalidade das escavações em meio urbano o efeito indirecto sobre as estruturas vizinhas é uma preocupação importante para todos os intervenientes no processo. No caso da estação do Marquês a incerteza associada à execução de uma escavação desta magnitude foi gerida com o recurso ao método observacional em que foi monitorizado um conjunto vasto de edifícios, sendo o assentamento sofrido por cada um dos edifícios umas das grandezas retiradas da instrumentação.

Analisando a metodologia de construção, tal como o tipo de suporte a instalar são diversas as diferenças verificadas, o primeiro aspecto prende-se com a forma de escavação. Em que a bibliografia abrange escavações com um desenvolvimento em planta substancial e rectilíneo, de tal forma que são cenários em que é considerada a "convenção" estado plano de deformação. Neste estudo a estrutura de suporte associada é representada como uma superfície média plana sendo as acções paralelas à superfície média e consequentemente as deformações são desprezáveis segunda a direcção normal à superfície, neste caso devido à grande dimensão segundo umas das suas dimensões em planta. Contrariamente, no caso dos poços a componente normal à face transversal assume um peso preponderante tanto na contenção e estabilização do maciço atrás do suporte, assim como nos esforços a que o suporte está sujeito devido ao efeito de axissimetria já referenciado. Outra diferença, neste caso em poços não circulares, é o surgimento de um momento segundo o eixo longitudinal da peça que, juntamente com o desaparecimento da axissimetria, não permite a simplificação do estudo para uma única superfície média.

Quanto à sequência de escavação esta é também distinta para os dois casos. Devido à grande profundidade de escavação o poço realiza-se através de patamares de escavação que neste caso permite a colocação do suporte primário antes da escavação de outros patamares. Noutros casos a estrutura de contenção foi previamente colocada, permitindo a escavação por patamares sem a ocorrência de alívios de tensões importantes. Outra diferença importante passa pela quase obrigatória colocação de estruturas auxiliares para uma melhor estabilização como as ancoragens, as pregagens ou as escoras (simples ou pré-esforçadas), que no caso dos poços segundo o método de escavação sequencial, não são de todo utilizados recorrendo-se apenas a betão projectado melhorado. Tal resulta simplesmente dos esforços de compressão longitudinais da membrana. A forma associada ao suporte (concavidade) permite que este fique sujeito a esforços de compressão longitudinais de tal forma que se sustenta a si mesmo, não assumindo, então, qualquer tipo de estrutura auxiliar.

Estas diferenças na estrutura de contenção assim como no faseamento construtivo comportam diferenças nas pressões exercidas sobre o suporte e consequentemente nos esforços e deformações a que o suporte está sujeito.

Dada a recente utilização deste tipo de escavação a bibliografia em volta deste assunto é muito reduzida. A ainda pequena aplicação desta metodologia e consequente conhecimento deste tipo de escavação resulta em que o estudo das deformações do solo, carregamentos possíveis, esforços sobre o suporte tenha de ser obrigatoriamente feito recorrendo a programas de cálculo automático.

Neste ponto tenta-se perceber as diversas relações empíricas e semi-empíricas de relação entre a deformação do suporte e os assentamentos atrás da parede. Quais serão as relações que melhor se adequam ao problema em questão e finalmente tecem-se considerações para uma melhor adequação entre o modelo empírico e o comportamento observado em obra.

Neste caso dos poços (elípticos e circulares), a melhor analogia do tipo de suporte e sua interacção com o maciço suportado será possivelmente o pressuposto associado à escavação segundo o método NATM, no entanto o andamento de tensões e deformações atrás do suporte é completamente diferente o que leva a entender que a analogia com as correntes estruturas de suporte de terras permitirá obter resultados mais próximos dos reais. Dos inúmeros métodos de previsão dos movimentos de terras referiam-se os métodos empíricos que se baseiam simplesmente na globalidade da experiência de campo dos autores correlacionando com ensaios *in situ* e de laboratório veja-se os casos de *Peck* (1969), *Goldberg* (1976), *Karlsrund* (1986), *O'Rourke* (1990), *Moorman* (2004) e *Wang* (2007). Abordagens semi-empíricas em que a tradução do conhecimento obtido em campo é concretizado em correlações com base analítica, como são os casos do Método de *Bauer* (1984). e do Método de *Bowles* (1988). As duas abordagens anteriores não têm em conta a sequência construtiva, velocidade de construção e o grau de carregamento e descarregamento, o que no Escavação Sequencial são factores muito importantes. No entanto a execução deste tipo de modelo obriga à execução de uma retro-análise em que o solo é admitido como elástico linear com ou sem plasticidade perfeita, condicionando a sua utilização a casos muito específicos, sem possibilidade de extrapolação a casos mais gerais.

Finalmente para casos mais sensíveis é possível a utilização de modelos complexos de solo baseados no comportamento não linear do mesmo permitindo previsões numa maior gama de deslocamentos e não restringidos a um tipo de solo como nos grupos anteriores. Este método baseado normalmente no método de elementos finitos ou no método das diferenças finitas apresenta inúmeras vantagens, que no caso do Método da Escavação Sequencial são a consideração da estratigrafia do terreno, definição da geometria de escavação e elementos estruturais (tal como a sua rigidez), simulação das diferentes fases construtivas possibilitando a obtenção de resultados intermédios para além dos finais, possibilidade de integração de diferente equações constitutivas para a definição do comportamento mecânico do solo, determinação do estado tensão-deformação, deslocamentos da cortina e do solo e detectar a influência relativa dos vários parâmetros definidores do comportamento dos materiais a adoptar.

Neste ponto serão tidas em conta algumas dessas relações empíricas ou semi-empíricas comparando-as com assentamentos associados à Estação do Marquês (instrumentação e cálculo). Mesmo tendo presente que os pressupostos em que assentam estas relações são, em certos casos, muito distintos das existentes na Estação do Marquês (como já referido), no entanto pretende-se uma revisão muito breve da bibliografia pré-existente e uma percepção dos métodos cujas relações estão mais próximas da associada a uma escavação de poços elípticos em solo residual.

6.1.1. MÉTODO DE BOWLES

Bowles (1988,1996) introduziu um método em que é possível prever o perfil de assentamentos do tipo "sprandel" (perfil em que o assentamento máximo se encontra muito perto da parede). Este método necessita de uma previsão inicial da deformação lateral da parede, volume de solo suportado que "acompanha" a estrutura (V_s), assim como área à superfície afectada pelo movimento do suporte (D).

Normalmente a deformação lateral da parede será possível com o recurso a instrumentação colocada enquanto a zona de afectação pode ser estimada através da seguinte expressão:

$$\boldsymbol{D = (H_e + H_d) . tan (45 - \phi'/2)} \qquad (7)$$

em que:

H_d= B (solos puramente coesivos) ou H_d= 0,5B tan (45+ϕ'/2) (solos friccionais)

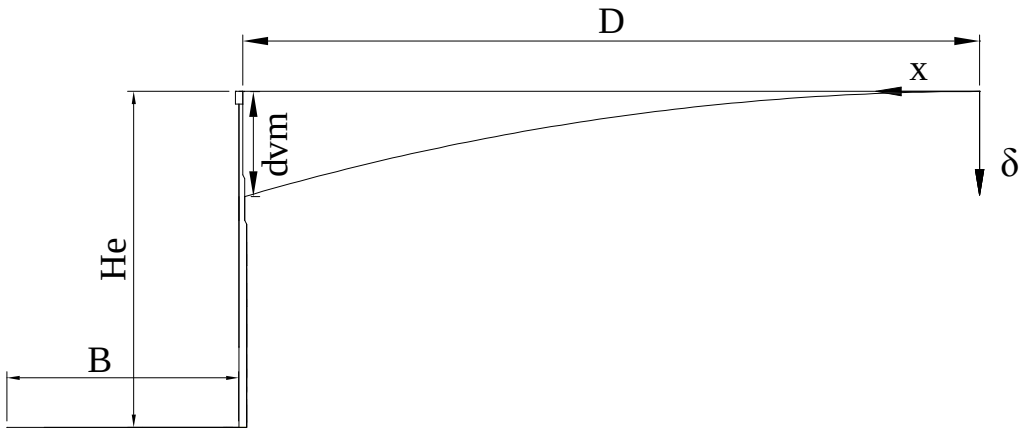


Fig. 85 – Representação das grandezas utilizadas no Método de *Bowles* (1988).

Como a curva de subsidência possui uma forma parabólica o assentamento máximo na face da parede (*δvm*) será igual à da curva que por sua vez tem uma área igual a *Vs*. O assentamento a uma certa distância do suporte (*D-x*) será obtido segundo a expressão:

$$\boldsymbol{\delta v = \delta vm (x/D)^2} \qquad (8)$$

$$\boldsymbol{\delta vm = kVs/D} \qquad (9)$$

A constante *k* assume-se apenas com um valor que permita obter uma melhor aproximação entre a parábola e a curva de subsidência. Ao longo dos anos tem sido feitas sugestões para este valor sendo os mais comuns; 3, segundo *Hsieh* e *Ou* (1998), ou, 2 sugerido por *Bowles* (1988) pressupondo-se de antemão que a área afecta à deformação horizontal atrás do suporte é igual à área de assentamentos

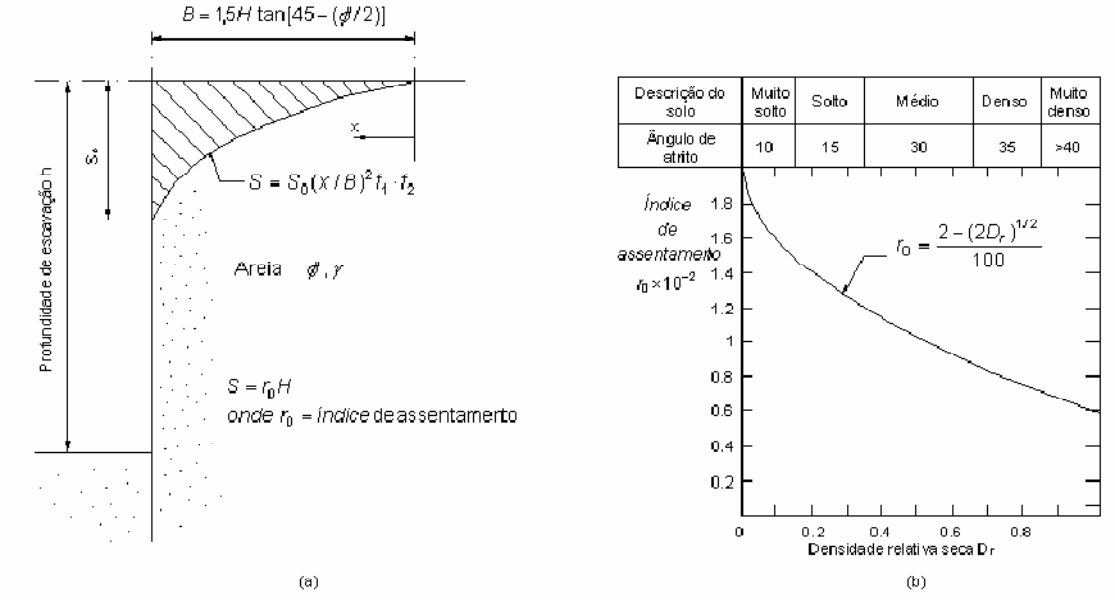
Nos cálculos efectuados são admitidos os mesmos pressupostos devido ao facto de ser muito difícil quantificar a verdadeira relação entre os dois volumes em causa devido à variação do volume do maciço na fase elástica do solo (coeficiente de *Poisson* com maior influência) e também na fase plástica com fenómenos de dilatância (ângulo de dilatância com substancial importância). Com a consideração de volumes idênticos a distância de influência da escavação (*D*) segundo *Bowles*

extender-se-à aproximadamente até duas vezes a distância de escavação, pois a metade base (*B*) e profundidade de escavação são próximos.

6.1.2. MÉTODO DE BAUER

Também baseado numa relação semi-empírica, para solos arenosos, em que os resultados foram considerados próximos dos observados, no entanto presume-se que a largura de influência fica aquém da real para valores reais de ϕ'.

Neste método são considerados três aspectos que são desprezados em todos os restantes métodos tidos em conta neste trabalho. Dois dos três aspectos prendem-se com o modo e a qualidade de escavação, ou seja, com a classificação da mão-de-obra e da dificuldade associada à escavação tenta-se quantificar de alguma forma a relaxação e fluência associada ao solo em função da qualidade do trabalho feito, fenómenos que não são quantificados aquando do projecto. O terceiro aspecto prende-se com a necessidade de quantificar o índice de compacidade seco do solo (parâmetro associado a solos não coesivos) tentando ter-ser em conta o assentamento do solo devido à redução do índice de vazios no solo. A densidade relativa ou também designado como grau de compactação permite ter em conta no momento de escavação qual percentagem de vazios que o solo tem relativamente ao seu mínimo o que permite no cálculo do assentamento ter em conta a parcela associada à alteração do índice de vazios.



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

Factor	Mão-de-obra				Factor	Dificuldade da construção		
	Excelente	Boa	Média	Fraca		Nenhuma	Média	Elevada
f_1	0.8	0.9	1	1.1	f_2	1	1.02	1.05

Fig. 86 – Método de Bauer: (a) assentamento do solo junto à cortina; (b) variação do grau de assentamento com as propriedades do solo (adaptado de *Bauer,* 1984).

No método de *Bauer* o índice de compacidade é claramente dos três aspectos novos o que possui maior influência dado ter uma relação quase directa com o assentamento máximo verificado atrás da parede. Esta dependência não se apresenta como totalmente desadequada, pois imediatamente atrás da

parede onde o solo se encontra lateralmente "travado" pelo paramento, a variação do índice de vazios poderá ter um papel importante. A quantificação destes três aspectos faz-se através dos quadros presentes na Fig. 86.

6.1.3. MÉTODO DE PECK

Este método é uma compilação das observações feitas em escavações suportadas. Esta sugestão na avaliação dos assentamento é corrente para curvas de assentamento do tipo "spandrel".A figura associada é dividida em 3 zonas (I, II e III), cujas diferenças prendem-se com o tipo de solo e a sua trabalhabilidade.

Os casos usados na obtenção da Fig. 87 reportam-se a obras anteriores a 1969, em que as escavações foram suportadas por estacas-prancha. Este tipo de contenção conduz a que os valores retirados deste método sejam maiores do que hoje em dia são verificados em obras com o recurso a tecnologias mais recentes. Apesar disso o método continua a ser bastante utilizado dada a sua simplicidade de aplicação e rapidez na obtenção da curva (côncava) e dos valores dos assentamentos à superfície.

Com o cruzamento dos dados da instrumentação e as curvas de *Peck*, verifica-se os pontos estão circunscritos à área corresponde a areias.

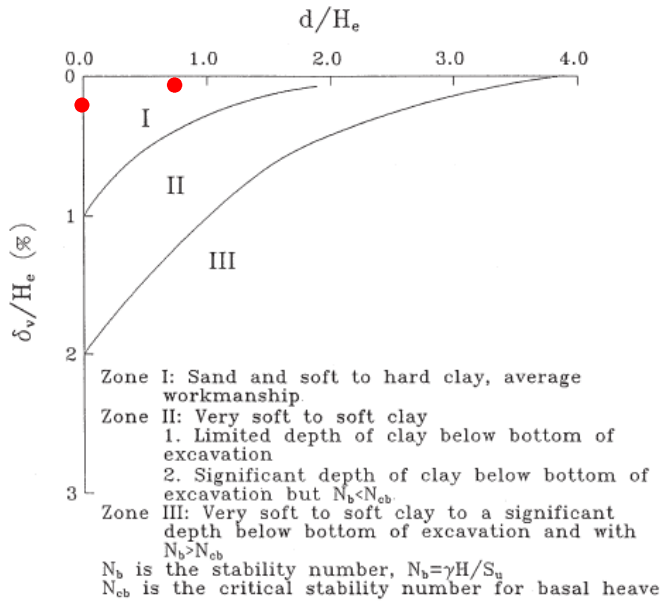


Fig. 87 – Diagrama de *Peck* com representação dos pontos retirados da instrumentação (círculos vermelhos).

6.1.4. MÉTODO DE CLOUGH E O'ROURKE

Método também baseado em exemplos práticos, em que é sugerido um perfil triangular em escavações em areias ou argilas rijas. Neste método é novamente admitido que o deslocamento máximo ocorre atrás do suporte, enquanto as regiões de influência são iguais a duas vezes a profundidade de escavação no caso das areias três vezes para as argilas.

6.1.5. MÉTODO DE HSIEH E OU

O método agora referido deixa de ser apenas baseado no empirismo, passando a ser um método de previsão de assentamentos. Neste caso são considerados os dois perfis de assentamentos mais característicos em escavações: côncavo e "*sprandel*". Tal como no método de *Bowles* (1988) é necessário ter uma previsão da deformação lateral máxima da parede (δ_{vm}) recorrendo a métodos baseados em elementos finitos ou à teoria da viga em apoio elástico. Neste caso é ainda necessária a determinação do tipo de perfil associada à escavação permitindo então,o cálculo da área associada à deflexão horizontal tipo balanço e a área de deflexão horizontal profunda da parede.

Recorrendo à Fig. 88 é possível obter o assentamento máximo à superfície a partir de δ_{vm} assim como o associado a diferentes distâncias do suporte

Este método prevê a utilização dos gráficos de *Clough* e *O'Rourke* em detrimento da análise da deformação, no entanto é necessário ter em conta que tal não permite ter em conta qual o tipo de perfil em causa, mas tal obstáculo pode ser ultrapassado com o recurso a uma estimação iterativa do mesmo tendo presentes os resultados da monitorização dado o perfil ser definido nos estágios iniciais, ou seja, ainda distante de uma situação crítica.

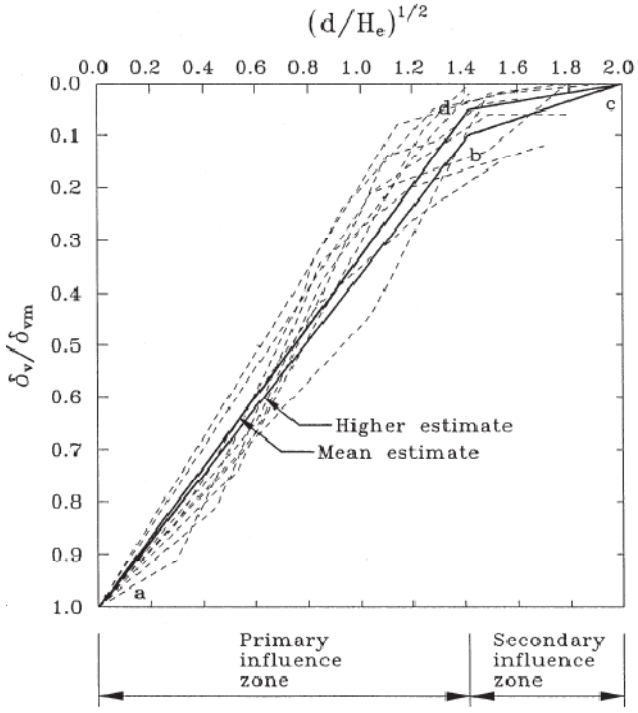


Fig. 88 – Perfil de assentamentos à superfície (adaptado *Heish*, 1996).

6.2. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS À ESTAÇÃO DO MARQUÊS

Neste ponto tentar-se-à de certa forma perceber se os métodos normalmente utilizados para escavações consideradas infinitas poderão ser adaptados e utilizados para uma previsão na subsidência do solo atrás da escavação.

Os valores de comparação serão a subsidência imediatamente atrás da escavação, quantificada através do assentamento sofrido por parte da viga de coroamento. O outro será o assentamento verificado a 20 m atrás do suporte. Este valor foi retirado da instrumentação realizada num dos

edifícios circundantes (1255,Fig. 42). A quantificação destes dois valores assume um interesse elevado. Em parte devido à correcta quantificação do valor máximo do assentamento, que é, em grande parte dos métodos empíricos, um "input" necessário para a realização da previsão dos assentamentos. Enquanto o outro valor ao ser correctamente determinado permite conhecer de antemão os possíveis assentamentos sofridos pelas estruturas edificadas, possibilitando a consideração de medidas preventivas relativamente a assentamentos exagerados.

Para a utilização do método de *Bauer* será considerada o valor igual a um para f1 (qualidade da mão-de-obra) pois trata-se de um trabalho onde é necessário conhecimento e experiência por parte de todos os intervenientes, incluindo a mão-de-obra, no entanto não se considerar-se-á um valor mais elevado evitando tornar esta estimativa demasiado optimista. Quanto a f2 (dificuldade de escavação), este será afectado do valor 1,02, verificando os restantes valores passíveis de serem utilizados, este parâmetro não é muito importante pois conduz apenas a um agravamento de 5% no assentamento máximo considerando a construção de dificuldade elevada.

Pelos dados disponíveis relativos à intervenção efectuada não foi possível encontrar qualquer tipo de relato associado a uma compactação prévia do solo. Logo, considerando o solo no seu estado natural a descrição de se estar presente um solo médio ,relativamente ao grau de compactação, não parece errada. Mesmo assim a gama de valores para o índice de compacidade dentro de um solo médio varia de forma grosseira entre os 0,4 e 0,6, sendo opção do autor considerar três cenários coincidentes exceptuando o *Dr* permitindo ter um gama mais vasta de valores.

A distância considerada por *Bauer* apresenta-se como inferior à altura de escavação, o que numa primeira análise é distinto do observado na realidade. Relativamente aos valores obtidos no método verifica-se que esta formulação é muito distinta do observado e dos obtidos nos cálculos efectuados. O valores máximos valores obtidos variam entre 25 cm e 30 cm muito mais gravoso do que os 7 cm obtidos na instrumentação. Quanto ao assentamento a 20 m, este é menor do que registado no edifício. Relativamente à variação da densidade relativa do terreno verifica-se que um índice de vazios inicial mais elevado conduz (obviamente) a diferenças importantes (cerca de 2 cm), atrás do suporte. De uma maneira geral apesar de o método em causa possuir parâmetros que não são abordados noutras propostas, a relação estabelecida entre a densidade relativa e o índice de assentamento não permite tirar o andamento semelhante à curva de subsidência real, não parecendo portanto adequada para solo residual do granito, como é o caso do estudado nesta tese.

Na Fig. 89 são apresentados os andamentos das curvas de subsidência em que o eixo das abcissas reporta-se à relação entre a distância de influência atrás da escavação e a profundidade de escavação enquanto as ordenadas estão associadas ao quociente entre o assentamento verificado a determinada distância do suporte e o máximo. É notório que as fórmulas empíricas levam a maiores áreas do que as obtidas tanto no cálculo como na instrumentação. Ao utilizar o método *Heish* e *O'Rourke* (1996) tendo em conta os sucessivos dados provenientes da instrumentação os resultados obtidos serão menos conservativos do que os reais, podendo a diferença chegar facilmente a 30% o que permite ter uma boa margem de segurança. Considerando a representação relativa a curva do Método de *Bowles* passa apenas a depender de forma inversamente proporcional à distância de influência. Representando-se então quatro casos em que esta distância corresponde a 1,25; 1,5; 1,75 e 2 vezes a altura de escavação (*He*).

Analisando a Fig. 89 é notório que a consideração de uma distancia de 1,25 *He* aproxima-se e muito dos valores de instrumentação, enquanto os restantes levam a volumes de subsidência cada vez maiores do que os obtidos em obra.

Há então uma boa aproximação dos cálculos efectuados e do Método de *Bowles* (1988) aos reais. No entanto é de notar que a representação no gráfico é apenas relativa, ou seja, não permite avaliar directamente os potenciais assentamentos, mas sim a relação entre o máximo e o expectável a determinada distância do suporte.

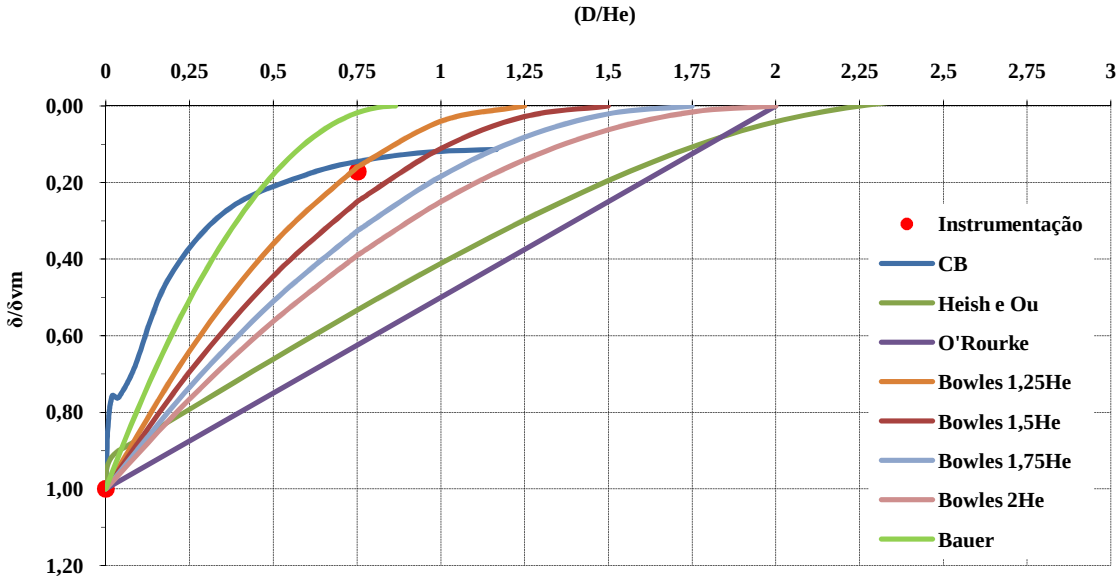


Fig. 89 – Perfil de assentamentos para os diversos método empíricos e semi-empíricos.

Em resumo as fórmulas empíricas estudadas conduzem na sua maioria a uma sobre estimação dos assentamentos a determinada distância da escavação, o que torna as previsões mais conservativas. Dos métodos aqui em análise o método de *Bowles* (1988) será o mais adequado para este tipo de escavação dado ser possível estabelecer uma relação entre o volume do maciço de se move lateralmente à aquele que assenta. Os restantes métodos resultam da acumulação de experiência em obra que por vezes são muito distintas da tipologia de escavação aqui em análise. É possível afirmar que tendo em conta os dados obtidos na observação em obra acrescido dos resultados obtidos pelo Método de *Bowles* (1988), a curva de subsidência estende-se até cerca de uma vez e meia a altura de escavação. Para uma melhor percepção da sua verdadeira amplitude de assentamentos seria necessário proceder ao cálculo em que modelo de comportamento do solo permitisse ter em consideração pequenas deformações a tensões de confinamento reduzidas.

Os factores que influenciam a relação entre os assentamentos e deslocamentos horizontais não são totalmente captados nas relações empíricas acima enunciadas; tal se deve segundo *Karlsrud* (1996) aos seguintes aspectos:

a) Redução do índice de vazios e consolidação causada por infiltrações de água pelo suporte pelas sucessivas bases do suporte;
b) Largura da escavação, e extensão do alívio de tensões na base do suporte e no maciço adjacente à escavação. Veja-se o facto de grandes escavações a grandes profundidades o alívio de tensões poder conduzir a um empolamento substancial abaixo da base de escavação compensado em certa parte os deslocamentos resultantes do deslocamento do suporte. Contribuição por parte de cargas exteriores resultantes de estruturas já existentes ou por exemplo a instalação de estruturas necessárias à execução da obra;

c) Condições "*in situ*" relativas ao solo assim como as relações tensão deformação em condições drenadas ou não drenadas;
d) Efeitos tridimensionais;
e) Especificamente, o método de *Bowles* passa pela dependência de uma cálculo algébrico inicial que permita a determinação do volume da massa escavação, e como é visível ao longo das considerações feitas entre o modelo adoptado conduzem a resultados facilmente distintos do real, conduzindo a um grau muito elevado de incerteza nos valores obtidos para assentamentos, devendo então este método ser utilizado com algum cuidado não dispensando de modo algum o acompanhamento da evolução dos assentamentos durante a escavação. Acerca disto, Matos Fernandes (1983) refere que os métodos de previsão não dispensam a análise do comportamento real das obras de forma de permitir a balização dos processos utilizados para a simulação das várias fases construtivas tal como as solicitações e adequabilidade dos modelos e parâmetros utilizados para o modelo do solo.

6.3. PROPOSTA DE APLICAÇÃO

Como ficou esclarecido no ponto anterior o Método de *Bowles* (1988) permite obter uma curva de subsidência semelhante à obtida em obra. No entanto apesar da forma semelhante a quantificação dos assentamentos não é de todo semelhante aos retirados em obra. Neste ponto então será feita uma pequena análise de sensibilidade dos parâmetros passíveis de variarem afectando claramente a magnitude dos esforços. Os parâmetros serão o volume de solo que se move para o interior da escavação (V_s), a constante de adaptação entre a curva real e de cálculo (k) e a distância de influência atrás da escavação (D).

No ponto anterior devido à representação ser adimensional não foi necessária a quantificação do volume V_s, neste caso tal torna-se essencial. Para a determinação deste valor é necessária a realização de um cálculo numérico que permita a obtenção do perfil de deformações horizontais atrás do suporte e o respectivo volume.

Então com o recurso ao modelo numérico (Cálculo Base, Cenário 1) é feita uma estimativa do volume associado à deformação do maciço atrás do suporte, com este valor e ciente da forma da bacia de assentamentos é possível determinar a constante da equação parabólica. Deste modo será possível prever o assentamento máximo localizado atrás do suporte assim como numa edificação localizada a 20 m do suporte.

A deformada do maciço imediatamente atrás do suporte associado ao menor eixo do poço é de certa maneira semelhante à prevista por *Bowles* considerando apenas os pontos de maior ou menor deslocamento dentro do anel. Tal permite a idealização de três cenários considerando o volume associada à deformada com os maiores menores deslocamentos assim como os médios (Fig. 90).

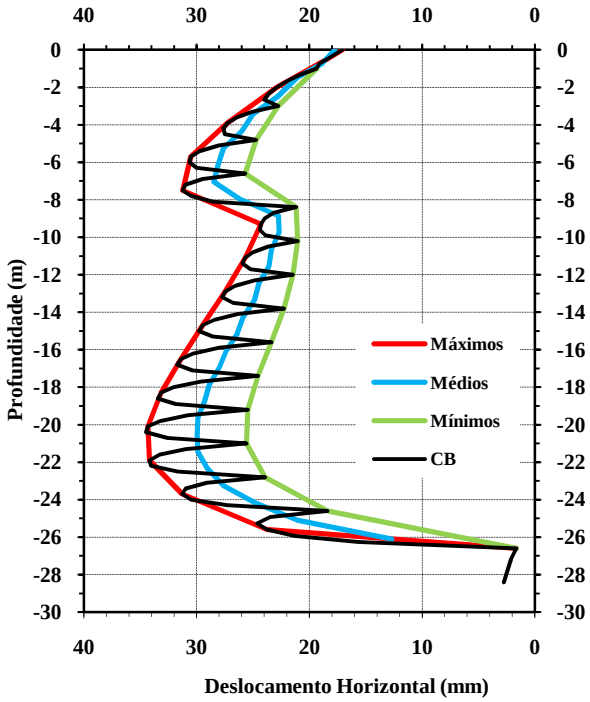


Fig. 90 – Deformadas atrás do suporte (R =19m), considerando os pontos de deslocamento máximo médio e mínimo dentro de cada anel.

Com as deformadas é possível o cálculo das áreas de escavação respectivas permitindo então o cálculo da constante *a* e dos dois deslocamentos (máximo e a 20 m do suporte). Neste caso os cálculos efectuados reportar-se-ão sempre à consideração do volume máximo.

Relativamente ao assentamento máximo não existe instrumentação efectiva para a monitorização dos assentamentos no entanto idealizando o suporte como uma estrutura infinitamente fina utilizar-se-á os assentamentos observados na viga de coroamento permitindo deste modo comparar resultados.

Como já referido o Método de *Bowles* avalia o volume de terra deslocado (V_s) junto da parede através da integração numérica da deformada da parede do poço, a maior ou menor dificuldade de integração da deformada assim como a área de influência no caso anterior foram ultrapassadas com a consideração das áreas iguais e igualando esse volume ao integral. No entanto não é explicito que considerações são feitas, logo utilizando o volume calculado pelo cálculo automático são feitos outros cálculos variando a distância de influência (1,25;1,5; 1,75 e 2) e a constante (2,3,4 e 5) de modo a verificar tanto quais os pressupostos por detrás da simplificação efectuada e que cenários são mais semelhantes com a realidade. Nos quadros seguintes apresentam-se então os perfis de deslocamentos para uma determinada distância de influência variando a constantes *k*.

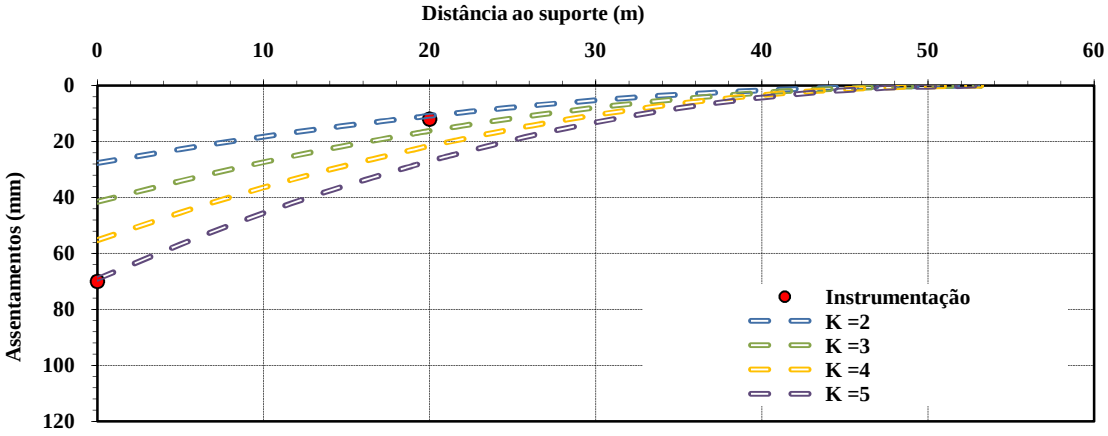


Fig. 91 – Perfil de assentamentos para *D* igual a 2 *He*.

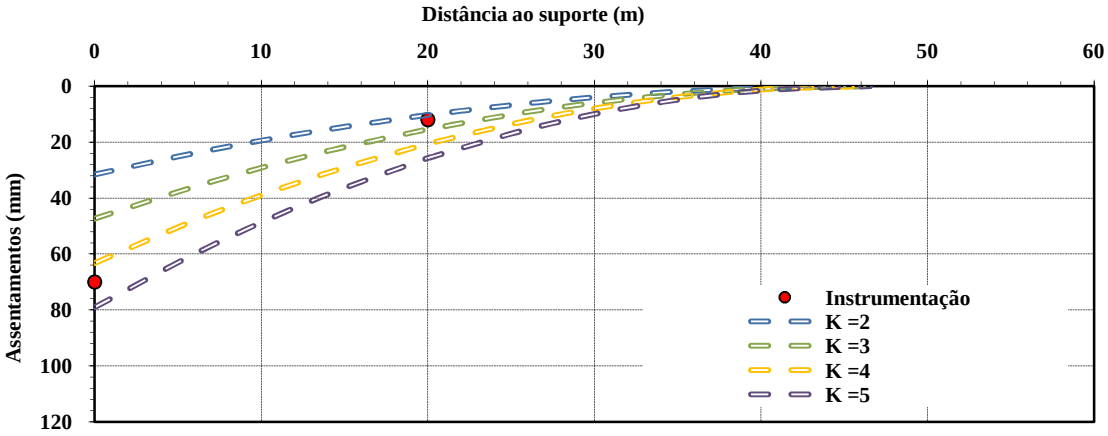


Fig. 92 – Perfil de assentamentos para *D* igual a 1,75 *He*.

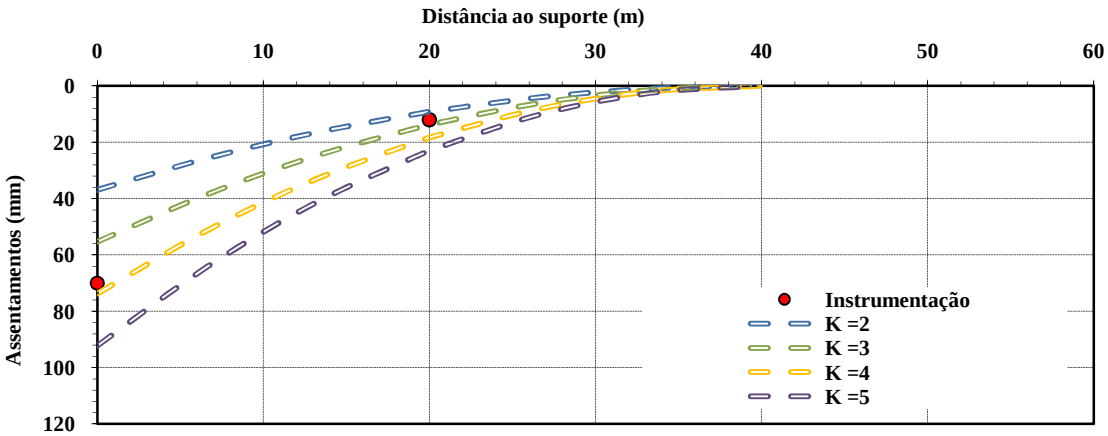


Fig. 93 – Perfil de assentamentos para *D* igual a 1,5 *He*.

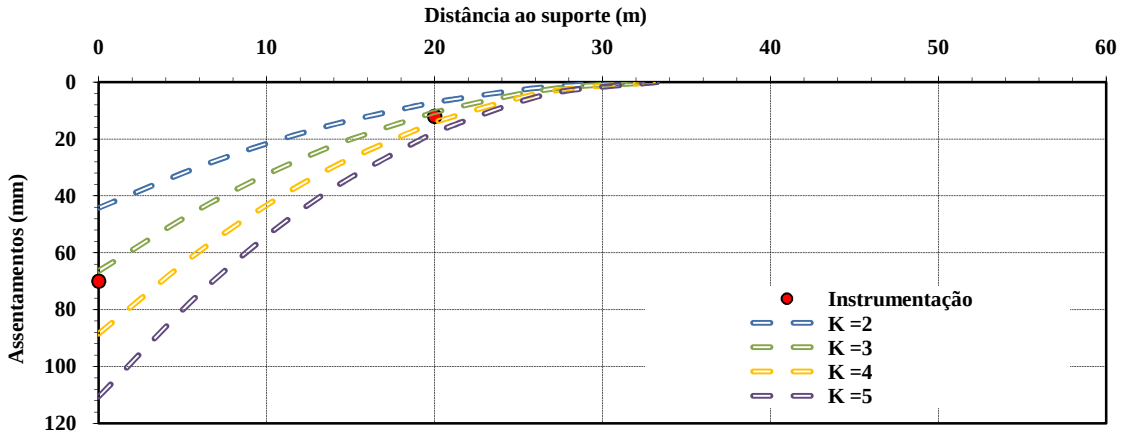


Fig. 94 – Perfil de assentamentos para *D* igual a 1,25 *He*.

Nos quatro cenários é visível que quanto menor for a constante *k* menor será a expressão da curva de subsidência. No cenário *D* =1,25 *He* os valores de assentamentos obtidos para os 20 m são muito próximos do registado na Estação do Marquês, no entanto o espectro para os assentamentos máximos é mais amplo, entre os 40 mm (*k* =2) e os 120 mm (*k* =5). No extremo oposto é o cenário D =2 *He* em que os deslocamentos máximos já estão entre os 20 mm (*k* =2) e 70mm (*k* =5). Refere-se que neste cenário o associado a um k de permite obter uma boa estimativa do assentamento a 20 m enquanto para o máximo o associado a um *k* de 5 é o que melhor se aproxima.

Para qualquer um dos cenários é possível obter valores de assentamentos a 20 m muito perto dos obtidos de instrumentação, no entanto é o associado a um *D* =1,25 *He* o que possui um melhor "ajuste" ao valor obtido. Ou seja, a consideração de um *He* cada vez menor conduz a uma maior abrangência de valores no assentamento máximo e um menor espectro nos assentamentos mais distantes da escavação.

Neste caso o caso 1,25 *He*(3) é o que mais próximo está de ambos os valores retirados. Mas como se sabe os resultados associados à instrumentação possuem sempre alguma incerteza. Tal leva a definir o cenário 1,5 *He* como a melhor envolvente de assentamentos.

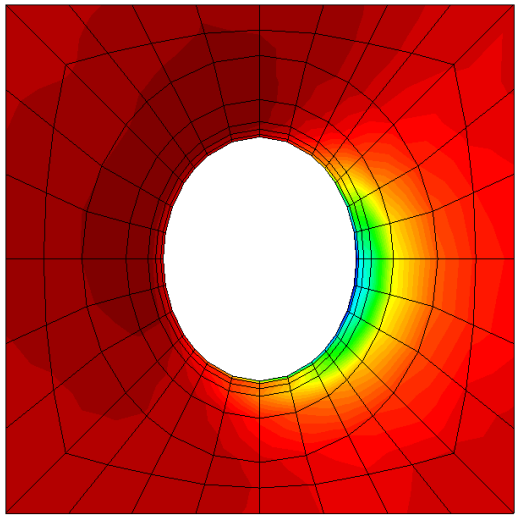
Estas considerações são coerentes, basta ter em conta que o facto de as áreas afectadas serem iguais obriga, nos cenários em que esse volume está apenas confinado a 1,5 *He*, a maiores assentamentos para obter a mesma área. Enquanto o incremento da constante traduz-se num aumento da inclinação do ramo inicial de assentamentos.

Os resultados obtidos levam a crer que há uma influência importante no terreno adjacente entre 1,25 *He* e 1,5 *He* valor que é diferente do retirado do cálculo efectuado, em que, para além de se obter um assentamento menor ao máximo, a extensão da bacia de assentamentos é muito menor e consequentemente a área que comparando com a associada ao deslocamento horizontal, é como o terço deste. Outro aspecto muito importante passa pelo encadeamento de acontecimentos em obra, ou seja, durante a escavação foram instaladas gruas de modo a facilitar o processo de escavação, como é expectável cada uma destas introduz uma carga de diversas toneladas no terreno adjacente à escavação que traduz-se numa maior deformação do maciço tanto no deslocamento para dentro da escavação como nos assentamentos no maciço localizado perto das gruas.

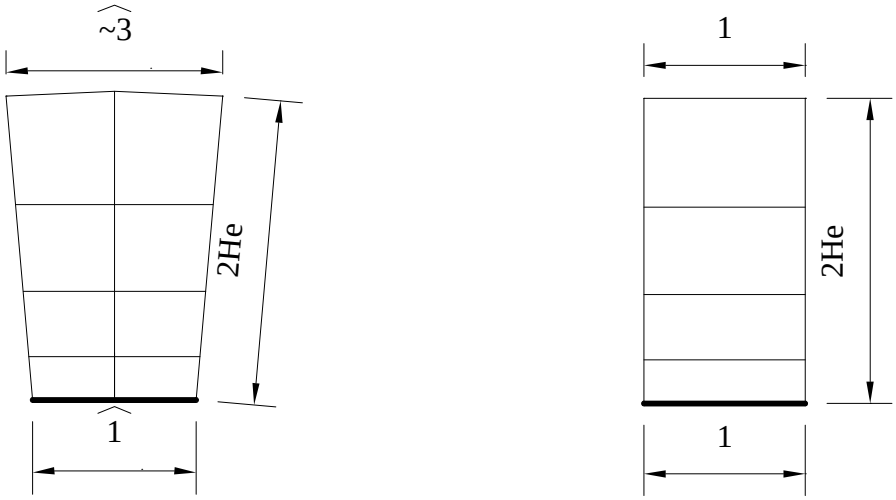
É necessário fazer referência que na realidade ,e como se sabe, a área de material deslocado atrás dp suporte é muito inferior à que sofre assentamentos perto da superfície, no entanto o valor obtido mesmo assim é pequeno, resultante dos assentamentos aquando da escavação dos sucessivos anéis.

Este empolamento resulta da linearidade associada ao modelo de comportamento escolhido, para o qual a rigidez que o solo demonstra de descarga é igual à de carga levando a um comportamento distinto do real.

Um raciocínio que poderá em parte justificar a distância atrás obtida prende-se com a forma (em planta) que a bacia de subsidência assume. No caso considerado convencionalmente para o Método de *Bowles* (1988), a bacia ao longo de 1 m de comprimento de parede tem uma forma rectangular em que os seus limites laterais são perpendiculares à estrutura de contenção (Fig. 95).



(a)



(b) (c)

Fig. 95 – Representação esquemática da área de influencia em planta para: (a) escavação elíptica; (b) escavação circular; (c) escavação com um grande desenvolvimento.

Para o caso de um poço elíptico o aspecto da bacia em planta é muito distinto. Neste caso os pontos com o mesmo valor de assentamentos criam uma linha semelhante a uma elipse. Porém, ao contrário do proposto por *Bowles* (1988) em que as isolinhas de assentamentos são paralelas ao paramento,

neste caso há uma intersecção resultante da heterogeneidade do suporte. Esta tipologia de suporte e consequente bacia assumem-se neste momento muito difíceis de quantificar de forma correcta. Assim a analogia entre o Método de *Bowles*(1988) e a sua adaptação far-se-à recorrendo ao modelo de uma escavação com igual profundidade mas com um poço circular com um raio igual ao médio do existente no Marquês (21,5 m).

Neste caso as isolinhas são novamente paralelas ao suporte, dado este apresentar uma homogeneidade de rigidez em todo o seu diâmetro. No entanto considerando 1 m de desenvolvimento do suporte e uma distância de influência igual à considerada por *Bowles* (1988) a área em planta seria substancialmente maior. Isto de modo a que o pressuposto da igualdade de áreas seja mantido conduziria a um deslocamento máximo menor.

Cruzando a informação entre a instrumentação e a retirada para o Método de *Bowles* (1988), os valores para assentamentos máximos já ficam aquém dos retirados da instrumentação, o que leva a crer que este não será o caminho na obtenção de uma melhor adaptação do método semi-empírico ao caso em estudo.

Outra alternativa será a bacia de assentamentos possuir uma menor extensão do que a considerada no caso base, sendo possível obter deslocamentos máximos mais compatíveis com os obtidos em obra. Ou seja, considerando que o deslocamento máximo é igual nos dois casos, conduzindo a uma área da bacia de assentamentos igual a extensão da bacia, terá de ser menor de modo a que as áreas em planta também o sejam. Esta imposição de que as áreas sejam idênticas conduz a que a distância de influência passe a ser próxima de 1,45 *He*.

Este cálculo permite de certa forma a validação do estudo em que a consideração de uma distância de influência igual a 1,5 *He* é provavelmente a melhor aproximação ao perfil de assentamentos expectável neste tipo de escavações. Na Fig. 96 é apresentada a área de maior influência no caso da estação do Marquês. É visível que esta engloba senão todos, a maior parte dos edifícios monitorizados, estando alguns dos edifícios a metade do raio da circunferência de influência, traduzindo-se em assentamentos importantes nestas infra-estruturas. Esta adaptação apresenta os seus maiores erros perto do suporte, que como se vê pela figura em certos pontos em que o círculo por vezes intersecta a área de escavação e outra vezes apenas se considera o inicio da sua influência uns metros atrás do suporte. Levado a valores menores do que o efectivamente registados na instrumentação nos pontos associados ao menor raio da elipse enquanto a valores por excesso.

Esta envolvente é apenas uma aproximação grosseira, pelo que como já se percebeu, as isolinhas de assentamento não têm esta forma, para além do facto de neste caso e pelas razões já enunciadas na parte associada a maciço rochoso a envolvente é muito menos ampla.

Em conclusão, é possível afirmar que esta adaptação efectuada apresenta-se como passível e importante de ser fazer quando a objectivo passa pela obtenção de uma envolvente de assentamentos para os edifícios nas imediações da escavação. Não havendo grande confiança pelo contrário, nos assentamentos obtidos imediatamente atrás da escavação.

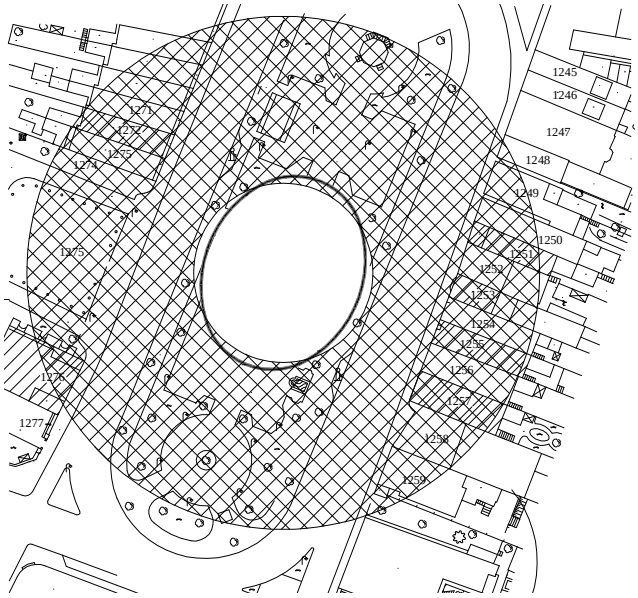


Fig. 96 – Possível área de influência da escavação do poço do Marquês.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES FINAIS

A realização de um pequeno estudo paramétrico tendo sempre como pano de fundo um caso prático permitiu ao autor deste trabalho ficar sensibilizado com a complexidade e os inúmeros aspectos condicionantes da contenção pelo Método de Escavação Sequencial em Portugal.

Das inúmeras vantagens apresentadas por este método, as vertentes económica e social parecem ser as que apresentam uma maior peso a introdução definitiva neste tipo de tipologia de construção nas obras subterrâneas.

Os pontos fortes a nível económico passam pela redução associada ao custo dos materiais e dos prazos de construção. O facto de o suporte provisório assumir-se como uma estrutura passiva, ou seja, o desenvolvimento da sua capacidade resultar da deformação sucessiva do maciço que induz apenas esforços de compressão no suporte reduzindo então a quantidade de betão e armadura a utilizar no suporte. Para além disso, o facto de não ser necessário outro tipo de contenção exterior como pregagens ou ancoragens reduz o custo ainda mais.

O facto de este tipo de escavação permitir a opção por formas em planta diferentes do usualmente utilizado em ambiente urbano, apesar de conduzir a maiores volumes de sobreescavação, permite a utilização de uma maior número de equipas que obviamente irão reduzir o tempo de escavação. Para além da visão económica o facto de ser possível a adaptação da forma aos condicionalismos na ocupação do solo, permitindo a minimização de transtornos sempre associados a intervenções desta magnitude.

Neste método de escavação é possível enunciar que a percepção da deformabilidade dos maciços envolvidos na obra se insere é o aspecto mais importante e mais trabalhoso de quantificar no trabalho de dimensionamento. Ainda em fase de projecto, outro aspecto importante prende-se com a rigidez do suporte estrutural, que, por um lado, poderá levar a obtenção de um perfil de deformações bastantes reduzido mas muito distante da realidade, enquanto por outro, se obtém de uma solução muito onerosa indo de encontro ao princípio a que este tipo de metodologia de escavação se encontra associado.

Outro aspecto alvo de estudo foi a percepção de que o atrito desenvolvido entre o solo e a parede, que não parece ter um efeito significativo, pode então ser desprezado. Isto devido ao facto de a maior parte das deformações ocorrerem durante a escavação do respectivo anel e antes da instalação do betão. Apesar deste facto, a sua quantificação permitiu obter um maior esclarecimento relativamente aos deslocamentos associados ao maciço e suporte.

Como já referido a quantificação das duas deformabilidades (solo e betão) apresentam-se como um processo difícil, demoroso e oneroso, daí a necessidade do acompanhamento técnico da obra com a instalação de diversos aparelhos de instrumentação, permitindo tomar em conta certos aspectos que em fase de projecto poderão ter sido desprezados ou tidos em menor conta.

Na Estação do Marquês, recorrendo à instrumentação realizada em obra saltam à vista dois aspectos importantes. O primeiro já mais expectável passa pela grande diferença das deformações registadas (tanto no maciço como no suporte) entre pontos localizados a Este e Oeste da falha, permitindo avaliar a influência da quebra de simetria das condições geotécnicas. Porém, o facto mais curioso passou pela semelhança de deformações entre os pontos associados a um suporte mais rígido e o maciço próximo do suporte mais flexível. Compare-se, por exemplo, a deformada obtida entre os inclinómetros I1e I2. Assim, I1, localizado próximo da falha, apresenta deslocamentos da mesma ordem que o inclinómetro associado a uma maior deformação por parte do solo. Este resultado permite afirmar que nas imediações da falha, o maciço possui características de resistência e de deformabilidade muito fracas, de tal modo que se sobrepõem à maior rigidez por parte do suporte pelo facto de se constituir num arco de menor raio. Este facto pode ser tomado como uma chamada de atenção para a importância da consideração e mesmo quantificação de heterogeneidades ao nível do maciço, que apesar de pontuais, poderão ter um peso importante no comportamento da obra.

Devido a limitações nos recursos informáticos existentes, não foi possível discretizar a transição entre o terreno de melhor qualidade e o mais meteorizado. Este facto conduziu a que a transição entre os dois maciços se procedesse de forma brusca, o que claramente conduz a um comportamento irrealista tanto do solo ai localizado como o suporte associado. Tal facto levou a que as deformações obtidas no modelo tenham ficado aquém do observado em obra. Na justificação da grandeza de deslocamentos obtidos também não deve ser descurado o facto de a lei constituiva e o modulo de plasticidade associado ao modelo de M-C não serem possivelmente os mais adequados.

Outro ponto que ficou claro foi a não utilização de um módulo de deformabilidade do betão igual ao regulamentar. Isto porque, o desenvolvimento da totalidade da sua rigidez é processo que ocorre durante um espaço de tempo (tipicamente vinte e oito dias), porém devido à natureza da escavação em questão o betão é colocado e esforçado com um tempo de “vida” menor. A consideração de um módulo de deformabilidade tão elevado conduziria à sub-estimação das deformações por parte do suporte e dos assentamentos verificados no solo, para além disso conduziria a esforços substancialmente maiores e logo a uma menor economia do processo.

A existência de carregamentos pontuais nas proximidades da escavação, nesta caso uma grua-torre de apoio à escavação, não parece ter qualquer efeito nas deformações sofridas pelo solo atrás da escavação, sendo apenas de ter em conta os assentamentos sofridos pelo solo à superfície.

Relativamente ao *Jet Grouting* a sua instalação conduz de uma maneira geral à redução, estabilização e uniformização dos deslocamentos verticais. Enquanto o seu efeito na redução dos deslocamentos radiais não é tão claro, conduzindo até incrementos de deformação nos anéis abaixo deste. Porém o modelo realizado para este caso não parece ser totalmente adequado, sendo interessante a realização de novos modelos.

Do estudo executado no Capítulo 6 foi possível de certa forma adaptar o Método de *Bowles*, usado para a previsão de assentamentos em escavações com grande desenvolvimento em planta, ao caso do da estação do Marquês. Como ficou ressalvado a bacia de deformação em planta é muito distinta da considerada no método, introduzindo então um grau ainda elevado de erro assim como incerteza na adequabilidade efectiva do estudo efectuado.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Do vasto estudo efectuado em torno dos poços elípticos o efeito da construção dos mesmos nas infra-estruturas adjacentes continua a ser um assunto de extrema importância e ainda com algumas dúvidas.

Dos métodos utilizados para prever a bacia de subsidência foi possível na generalidade obter boas aproximações a maiores distâncias do suporte, porém a menores distâncias os resultados ficaram muito aquém do verificado. De uma maneira geral os assentamentos retirados do programa de cálculo foram muito mais baixos do que as observações, resultando da consideração da deformabilidade constante ao tomar o critério de *Mohr-Coulomb* como linear perfeitamente plástico.

A execução de alguns cálculos utilizando o modelo *Hardening-Soil* permitiria não só ter em conta a não linearidade do comportamento elástico do solo assim como a dependência da sua rigidez do estado de tensão a que está sujeito, assim como a variação do índice de vazios do terreno mais próximo da escavação.

Ainda outro aspecto influente, identificado num dos métodos de previsão de assentamentos e da sua estimativa do índice de vazios do terrenoAinda dentro da previsão de assentamentos a introdução de factores correctivos à envolvente apresentada, neste trabalho poderá trazer vantagens como a aproximação da área constituída pelo conjunto de isolinhas, àquela obtida efectivamente em cálculo numérico, de modo a que se possa obter uma maior aproximação aos assentamentos expectáveis em obra.

A prévia instalação de um elemento de maior rigidez, como referido, permite uma maior uniformização dos deslocamentos e esforços a que o suporte estará sujeito. No entanto nos cálculos efectuados com a introdução de tal elemento não foram perceptíveis diferenças importantes. O desenvolvimento de um estudo mais incisivo relativamente à metodologia de construção, forma e características resistentes do elemento de rigidez, poderá trazer novos dados importantes à percepção dos comportamentos do suporte nos primeiros anéis de escavação.

Neste trabalho o tratamento e estabilização do solo consistiu na implementação de placa rectangular vertical, o que se apresenta como muito distinto do efectuado em obra. A realização de novos estudos em que o objectivo seja perceber quais os ganhos de rigidez de flexão e membrana passíveis de serem obtidos com disposições distintas das colunas de *Jet Grouting*, deverá permitir verificando qual a efectiva redução dos deslocamentos verticais e horizontais do suporte, e sua influência no comportamento geral da obra. Ainda referindo ao modelo realizado para este caso, uma alternativa para obtenção de um comportamento mais distinto entre os cenários com e sem tratamento do solo seria a redução da coesão considerada para o *Jet Grouting*. Isto porque no caso de uma reduzida resistência flexional em contenções normalmente a coesão é menor.

Relativamente aos modelos 3D será interessante, possivelmente recorrendo a outro programa de cálculo, realizar novos modelos em que seja possível o zonamento tanto da zona transição entre os dois maciços de Leste e Oeste, assim como a adequação dos respectivos módulos de de deformabilidade à grandeza de deformação a que estes estão sujeitos. Estes cuidados permitirão finalmente ajustar a retro-análise com a monitorização realizada em obra.

A criação da peça de adaptação para o edómetro permitirá a realização de ensaios em amostras teve como objectivo inicial permitir o ensaio de amostras de solo residual. Estes ensaios permitirão a obtenção do módulo de deformabilidade volumétrico, possibilitando a utilização do Modelo *Hardening-Soil*, no entanto tal não foi possível. Apesar de não ter sido qualquer ensaio neste trabalho a obtenção desta peça permitirá o ensaio de amostras em condições não saturados, permitindo uma maior abrangência dos problemas não só ao comportamento mecânico mas também hidráulico.

BIBLIOGRAFIA

Andrade, J. ;Campanhã, C., Almeida, C.; Mota, A.; Jordão, P.(2004). *Estações Subterrâneas em Poços e Túneis no Metro do Porto: Aspectos gerais de projecto e acompanhamento técnico da* obra – *A.T.O.*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, 20-23 Abril 2004, Aveiro, Vol 3, pp. 255-264, SPG, Aveiro.

Barreto, J., Dias, D., Ribeiro e Sousa, L.(?). A Estação da Ameixoeira do Metropolitano de Lisboa. Análise do Comportamento.

Bowles, J. (1984). *Physical and Geotechnical Properties of Soil.* McGraw-Hill International Editors, Nova Iorque.

Bowles,J.(1996). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill International Editors, Nova Iorque.

Brand; E., Brenner; R. (1981) *Soft Clay Engineering*. Elsevier Scientific Publishing Company, Amesterdão.

Brinkgreve, R. (2002). *PLAXIS' manual.*

Campanhã, Carlos A. (2008). *Poços de Grande diâmetro - 2° Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas* http://www.acquacon.com.br/2cbt/apresentacoes/2406/15h00carloscampanh.pdf. Fevereiro de 2010

Carreto, J. (2000). *Jet Grouting. Uma técnica em desenvolvimento*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia, 10-13 de Abril de 2000, Porto, pp.1043-1054, SGP, Porto.

Clough, G., O´Rourke, T. (1990), *Construction-Induced Movements of in situ Walls,* Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Special Conference, 18-21 Junho 1900,Ithaca, pp. 439-470, ASCE, Ithaca.

Das, B.(2007). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. Thompson Pioneira, São Paulo.

Departamento de Ingeniería del Terreno (2008). *CODE_BRIGHT user's guide*.

Fortunato, E.; Matos Fernandes, M.; Silva Cardoso, A. (1996). *Uma perspectiva sobre o efeito de arco em escavações em maciços argilosos moles*. Geotecnia, Vol.N. 78, pp. 5-24, SPG, Lisboa.

Franco, S.; Andrade, J.; Campanhã, C., França, P.(2004) *Estação do Marquês em Poço no Metro do Porto: Modelação e Segurança*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, 20-23 Abril 2004, Vol. 1, pp. 163-172, SPG, Aveiro.

Gomez de Tejada, F., Kaidussis, R. (2000). *O Jet Grouting como ferramenta versátil para o tratamento e melhoramento de solos*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia, 10-13 de Abril de 2000, Porto, pp. 1065-1069, SGP, Porto.

Hsieh, P., Ou, C. (1998), *Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation*, Canadian Geotechnical Journal, vol.35, p.1004-1017, Dezembro de 1998, NRC Canada.

http://www.haywardbaker.com (Junho de 2010).

Karlsrud, K. (1997). *Some aspects of design and constructions of deep supported excavation*. 14th International Conference. on Soil Mechanics Foundations Engineering, 6-13 Setembro 1997, Hamburgo. Vol 4 pp 2315-2320, ISSMFE Society, Hamburg.

Kuwajima, F.; Andrade, J.; Campanhã, C.; Franco, S.(2004). *Comportamento de aberturas subterrâneas de grandes dimensões – Estações Ameixoeira e Baixa Chiado no Metro de Lisboa.* 9º Congresso Nacional de Geotecnia, 20-23 Abril 2004, Aveiro, Vol. 3, pp.135-144, SGP, Aveiro.

Leal e Sousa, R., Melâneo, F. *Metropolitano de Lisboa. Experiência na construção de poços circulares de grande diâmetro*

Liu, F., Wang, J., Zang, L. (2008). *Axi-symmetric active earth pressure obtained by the slip line method with a general tangential stress coefficient.* http://www.sciencedirect.com/science?_ob=ArticleURL&_udi=B6V2C-4S563YV-1&_user=2460038&_coverDate=03%2F31%2F2009&_rdoc=1&_fmt=high&_orig=search&_sort=d&_docanchor=&view=c&_searchStrId=1405053886&_rerunOrigin=google&_acct=C000057398&_version=1&_urlVersion=0&_userid=2460038&md5=df98c5c3a3e81b3a2f582d932ee627b6. Junho de 2010.

Maia,C., Glab, K. (2007). *Modelling aproaches used in innovative station designs for Metro do Porto*. Aplications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering V, pp. 183-189 .Sousa Fernandes, Vargas Jr. & Azevedo, Porto

Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos – II Volume*, FEUP Edições, Porto.

Matos Fernandes, Manuel (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. FEUP.

Matos Fernandes, Manuel. (2006) *Mecânica dos Solos, Conceitos e Princípios Fundamentais*, FEUP Edições, Porto.

Melâneo, F.; Jorge, C; Leal e Sousa, R; Diniz Vieira, G. (2004). *Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa – Termino de Odivelas*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, 20-23 Abril 2004, Aveiro, Vol. 3, pp.319-330, SPG, Aveiro.

Negro Jr., A., Karlsrud, K., Ervin, M., Vorster,E. (2009). *Prediction, monitoring and evaluation of performance of geotechnical structures.* 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Enginnering, 5-9 Outubro 2009, Alexandria, pp 2930-3005, M. Hamza et al., Alexandria.

Olivella, Sebastià; Vaunat, Jean (2006). *Application of Code_Bright - GiD to geotechnical problems*. 3rd GiD Conference, Barcelona, Spain, Vol. pp. 10.

Peck, R. (1969). Deep Excavation and Tunneling in soft ground. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Cidade do México, Vol 1, pp. 225-281

Pedro, A., Almeida e Sousa, J., Taborda, D.,França, P. (2002). *Análise Numérica Tridimensional da Estação do Marquês: Metro do Porto.* 12º Congresso Nacional de Geotecnia, 26-29 de Abril de 2010, Guimarães, pp. 1353-1362, SGP, Guimarães.

Puller, Malcolm. (1996). *Deep Excavations – a practical manual*, Thomas Telford, Londres..

Quintela, J. (2008). *Análise do Comportamento Observado da Contenção Periférica da Estação dos Aliados do Metro do Porto.* Dissertação Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Ribeiro, W., Araújo, L., Nogueira, C. (2006) *Estudo numérico de problemas de estabilidade axissimétricos em geotecnia via analise limite.* Geotecnia, n.108, 2006 3º Trimestre, pp. 23-34, SPG, Portugal.

Rios Silva, S.; Viana da Fonseca, A.;Almeida e Sousa, J. (2008). *Modelação de uma escavação e contenção escorada em solo residual no granito no Metro do Porto*. 11º Congresso Nacional de geotecnia, Coimbra, 8-11 Abril 2008. Vol. 2, pp. 83-90, SPG, Coimbra.

Sabatini, P., Pass, D., Bachus, R. (1999). *Geotechnical Engineering Circular nº4 – Ground Anchors and Anchored Systems*. US Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington.

Santos, L.; Jordão.;Mota, A.;Gaspar, A.;Andrade, J. *Estação do Marquês. Metro do Porto. Observação e acompanhamento durante a obra.* 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, 20-23 Abril 2004. Vol. 3, pp. 235-244, SPG, Aveiro.

Shanz, T.; Vermeer, P.; Bonnier, P. (1999). *The hardening soil model: Formulation and Verification.* http://www.uni-stuttgart.de/igs/content/publications/40.pdf. *Março de 2010*

Sien Ti, K.; Huat, B.; Noorzaei, J.; Saleh Jaafar, M. (2009). *A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application*. http://www.ejge.com/2009/Ppr0985/Ppr0985ar.pdf. Fevereiro de 2010.

Silva Vieira, C., Matos Fernandes, M. (2000). *Cortinas com um apoio estruturral na aprte superior: Dimensionamento pelos Métodos Tradicionais e pelo Eurocódigo.* 7º Congresso Nacional de Geotecnia. 10-13 de Abril de 2000, Porto, pp. 1247-1256, SGP, Porto.

Silva Vieira, C., Matos Fernandes, M. (2002). *Estudo Paramétrico sobre o Dimensionamento de Cortinas Autoportantes utilizando Métodos de Equilíbrio Limite*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, 15-18 de Abril de 2002, Lisboa, pp. 979-990, SGP,Lisboa.

Terzaghi, K., Peck, R., Mesri, G. (1948). *Soil Mechanics in Enginnering Practice*, John Wiley & Sons, Inc.,Nova Iorque.

Tobar, T., Meguid, M. (2009). *Comparative evaluation of methods to determine the earth pressure distribution on cylindrical shafts: A review*. http://www.sciencedirect.com/science?_ob=ArticleURL&_udi=B6V58-4XVHS6B-1&_user=2460038&_coverDate=03%2F31%2F2010&_rdoc=1&_fmt=high&_orig=search&_sort=d&_docanchor=&view=c&_searchStrId=1405056528&_rerunOrigin=google&_acct=C000057398&_version=1&_urlVersion=0&_userid=2460038&md5=da447d32e65e3f1ff15b16e0bf939926. Junho de 2010.

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

Topa Gomes, António Milton. (2008) *Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na vertical – O caso do Metro do Porto*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Truty, A. (2008). *Hardening Soil model with small strain stiffness*. http://www.zace.com/versions/v2009/new-features/HS-model-presentation-ZSOIL-day-2008.pdf Fevereiro de 2010.

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

Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M.; Silva Cardoso, A. (1997). *Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite*. Géotecqnique, Vol. 47, N.3, pp. 633-651.

Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M.; Silva Cardoso, A.; Barreiros Martins, J. (1994). *Portuguese experience on geotechnical characterisation of residual soils from granite*. XIII Internation Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Dehli, India, Vol. 1, pp. 377-380

Anexo A

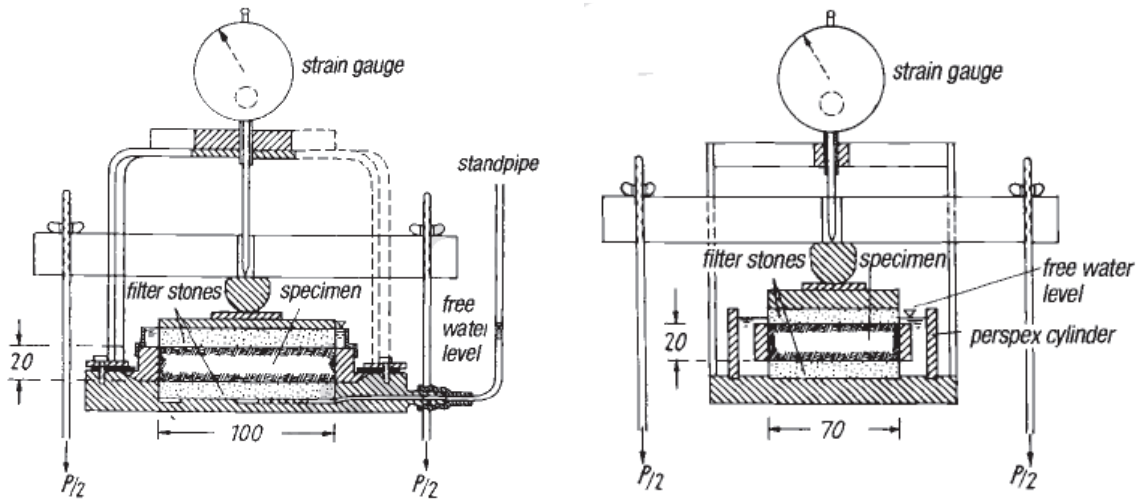
EDÓMETRO DE *ROWE PARA AMOSTRAS COM SUCÇÃO CONTROLADA*

Durante o período em que decorreu este estudo foi prevista a análise da influência do modelo de comportamento do solo na escavação de um poço circular. O estudo consistiria na comparação entre o modelo de Mohr-Coulomb e o modelo *Hardening-Soil* em que a principais diferenças passam pela variação da rigidez em função do confinamento do solo e da configuração da linha de rotura. Para a consideração do modelo era necessária a quantificação do módulo de elasticidade volumétrico a ser obtido pelo ensaio edométrico em amostras de solo residual provenientes da escavação da Estação de Salgueiros. O interesse da realização do ensaio ultrapassa o âmbito deste trabalho dado ter-se optado por adaptar a um aparelho edométrico de *Rowe*, que permitirá posteriores estudos na área dos solos não saturados. Infelizmente devido a limitações de tempo não foi possível a efectivação dos ensaios, ficando aqui anotado o trabalho de pesquisa efectuado pelo autor assim como a descrição da peça adaptadora criada.

EDÓMETRO CLÁSSICO

O ensaio edométrico é aconselhado para o estudo do comportamento de argilas, em que através da simulação das condições de carregamento, assim com de deformação e de drenagem, permitirá obter parâmetros caracterizadores da compressibilidade e consolidação dos solos.

O procedimento introduzido por *Terzaghi* é executado num edómetro, do tipo de aparelho esquematizado na Fig. A 1. Classicamente este é constituído por um anel rígido de modo a não permitir deslocamentos horizontais, confinando lateralmente a amostra enquanto as faces superior e inferior da amostra são limitadas por duas pedras porosas. A reacção necessária para a aplicação da carga é normalmente conseguida através do recurso a um braço (de alavanca) sendo a deformação medida por um deflectómetro. É possível executar o ensaio com outras configurações sejam por exemplo com o recurso a um anel flutuante como na Fig. A 1 ou com condições drenantes diferentes que mais à frente serão referenciadas.



(a) (b)

Fig. A 1 – Aparelho edométrico: (a) com anel rígido; (b) com anel flutuante (retirado de *Terzaghi*, 1948)

Refere-se ainda que o carregamento sobre a amostra rege-se segundo a Teoria da Consolidação de *Terzaghi* (unidimensional), remetendo-se então o leitor para o livro: "Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais" Matos Fernandes (2006), onde a Teoria é amplamente descrita

EDÓMETRO DE ROWE (TEXTOS ADAPTADOS DE VIANA DA FONSECA (1998) - NOTAS DE AULAS DE MESTRADO DE MSEG)

Como o campo de aplicabilidade do edómetro clássico se restringia a solos argilosos em 1966 *Rowe* e *Barden* desenvolveram um edómetro de maiores dimensões, com um sistema de carga hidráulico adequado para solos granulares, designado hoje em dia como edómetro de *Rowe* (Fig. A 2).

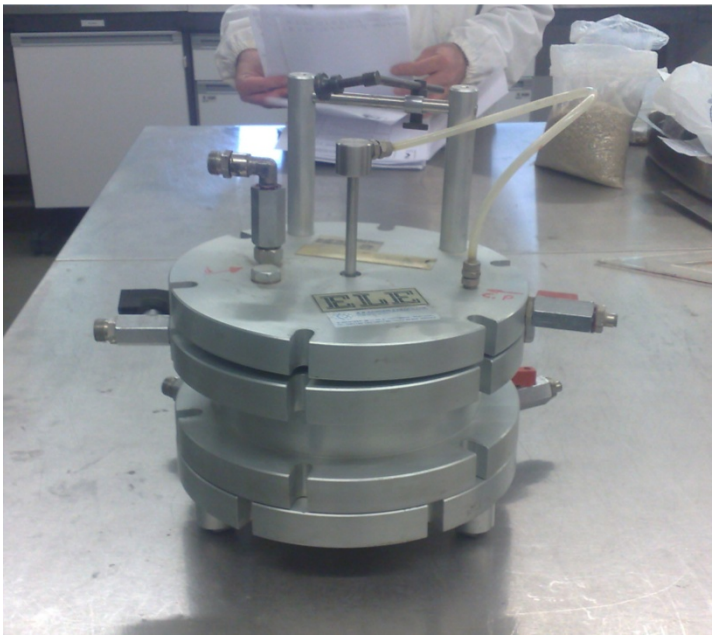


Fig. A 2 - Edómetro de Rowe

Este dispositivo é vantajoso em certos aspectos relativamente ao edómetro clássico, pelo facto de o sistema de carga ser hidráulico e permitir desde logo a redução em volume do aparelho de ensaio para a obtenção de pressões elevadas (de outro modo seriam necessários contrapesos de grandes dimensões), assim como a obtenção de resultados independentes de vibrações, choques ou seja factores externos ao ensaio em si. Para além deste facto torna-se possível monitorizar as pressões neutras e sua evolução controlando-se então a drenagem da amostra, a manutenção das condições de carga drenadas ou não drenadas e a definição do fim da consolidação primária. O aparelho permite a boa definição da parcela de assentamento imediato e por consolidação com a abertura da válvula de drenagem tal como a garantia da saturação por verificação do parâmetro de *Skempton* (*B*) igual a um. Como já referido o equipamento permitirá o ensaio de provetes de maiores dimensões garantindo então a preservação da estrutura natural do solo o que representa um aspecto de relativa importância quando se trata de solos residuais.

O edómetro apresenta ainda uma grande versatilidade no tipo de carregamento (tipo de drenagem diz respeito, de tal modo que, segundo *Head* (1986) – adaptado por Viana da Fonseca (1998), é possível executar diversos tipo de ensaios:

a) Deformação livre (membrana de pressão flexível) com drenagem vertical simples;

b) Deformação igual (placa de carga rígida) com drenagem vertical simples;

c) Deformação livre com dupla drenagem vertical;

d) Deformação igual com dupla drenagem;

e) Deformação livre com drenagem horizontal para o exterior;

f) Deformação igual com drenagem horizontal;

g) Deformação livre com drenagem horizontal para o interior;

h) Deformação igual com drenagem horizontal para o interior.

Para além dos 8 tipos de ensaios acima referidos é possível, considerando-se agora como objectivo de quantificação da permeabilidade do solo, as seguintes alternativas:

i) Com fluxo de água vertical ascendente;

j) Com fluxo vertical descendente;

k) Com fluxo horizontal radial para o exterior;

l) Com fluxo horizontal radial para o interior.

De todas as possibilidades, torna-se então necessário saber qual o ensaio que melhor se adapta às condições particulares e às exigências em obra, novamente *Head* – adaptado por Viana da Fonseca postula linhas gerais para a escolha o ensaio mais adequado, sendo as seguintes:

a) Para a determinação do coeficiente de consolidação vertical (c_v), deverão ser utilizados ensaios com drenagem para a superfície superior sendo as pressões neutras medidas na base;

b) O ensaio em deformação livre é preferível dado o assentamento ser medido no centro da amostra não havendo restrições devido à fricção nas paredes;

c) O ensaio de deformação “igual” com drenagem vertical é o mais próximo do incremental clássico, pois os assentamentos são directamente relacionados com a variação de volume;

d) Para a determinação do coeficiente de consolidação horizontal (c_h), o ensaio a utilizar deverá possuir drenagem horizontal para a periferia com carregamento em deformação "livre";

e) Ensaio com drenagem para o centro, simulando deste modo poços de drenagem, neste tipo de ensaios opta-se por deformação constante, sendo a medição das pressões neutras em 0,55 R do centro da base;

f) Em ensaios de consolidação com drenagem horizontal com sentido do fluxo para a periferia a drenagem, teoricamente, é nove vezes mais rápida do que os ensaios que drenam no sentido interior;

g) A drenagem radial sob uma superfície de carga rígida pode criar não uniformidade ao longo diâmetro da amostra após consolidação (lamas, em especial), crescente anel exterior rígido e um anel interior a "enfraquecer"; tal é o motivo pelo qual se aconselha o uso de deformação livre (carregamento flexível);

h) Os ensaios de permeabilidade são, na sua maioria, executados com carregamento e deformação constante, mantendo então a espessura da amostra uniforme.

ADAPTAÇÃO DO EDOMÉTRO DE ROWE À EXECUÇÃO DE UM ENSAIO EDOMÉTRICO "CLÁSSICO"

Como foi enunciado no ponto anterior a utilização de uma célula hidráulica permite a execução de um ensaio edométrico de forma muito mais controlada. Foi idealizado a adaptação do aparelho de ensaio de modo a que este também permita a realização do ensaio "clássico". A efectivação desta adaptação permitirá não só a monitorização mais correcta das condições e grandezas associadas ao ensaio mas também a possibilidade de injecção de ar no interior do aparelho de ensaio permitindo a execução deste ensaio nos solos em condições não saturadas, ou seja sob sucção controlada, importante para o estudo do solo residual do granito do Porto.

O ensaio "clássico" usualmente é realizado em amostras cujo quociente entre o seu diâmetro e altura é de 2,6. No caso do LABGEO os amostradores disponíveis têm um diâmetro de 125 mm com uma altura de 50 mm no entanto, estas dimensões assumem-se muito reduzidas relativamente à cavidade interior do edómetro. Logo foi pensado a criação de uma peça que permitisse a adaptação do amostrador à cavidade interior do equipamento. A peça necessitava de corresponder a determinadas condicionantes como comportar uma placa porosa na sua base inferior e prever ao seu próprio ajustamento a uma sobreelevação existente na parte inferior do aparelho onde estão instalados os furos de escoamento inferiores.

Com uma execução prévia do esquema verificou-se que a altura do orifício no edómetro era inferior à necessária. Optou-se então pela criação de um anel adaptador, inferior e contínuo à peça central de modo a permitir a acomodação do amostrador e fornecer o acréscimo de altura necessário.

O anel possui uma espessura de 35 mm comportando então na face inferior um "negativo" de modo a permitir o seu encaixe à placa inferior onde estão localizados 2 furos inferiores. A necessidade de garantir a drenagem da amostra obrigou à instalação de um conjunto de orifícios na base do anel. O conjunto de orifícios é constituído por um central alinhado com o existente no próprio edómetro e um conjunto furos menores dispostos em quincôncio de modo a assegurar a fácil drenagem da água. Para garantir a estanqueidade da amostra foi necessária a criação de ranhuras na parede interior no anel permitindo a instalação e um *O-Ring* (Fig. A 3 e Fig. A 4).

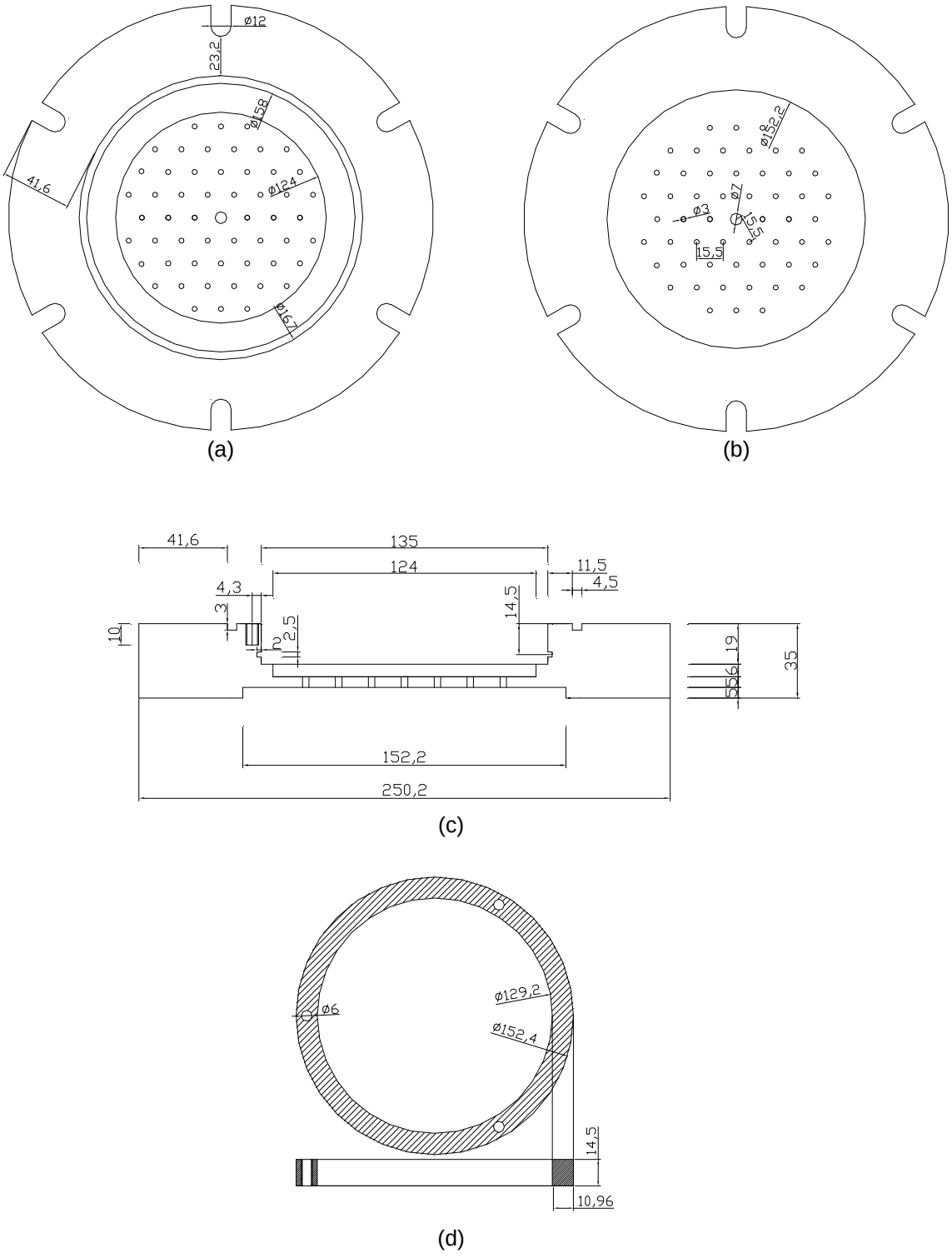


Fig. A 3 - Desenhos esquemáticos: parte superior do anel adaptador (a); parte inferior do anel (b); alçado do anel adaptador (c); anel de fixação (d).

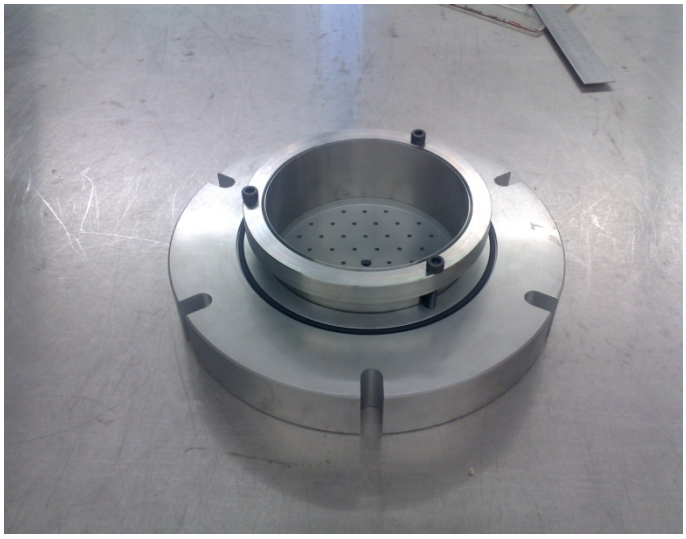


Fig. A 4 - Conjunto de peças desenhadas (amostrador, peça fixadora, peça adaptadora).

Com a instalação do amostrador é agora necessário fixá-lo ao anel de modo a prevenir qualquer movimento por parte do primeiro. Foram então idealizados a instalação de três furos onde foram fixos três pernos com um comprimento suficiente de modo a permitir a ligação a um anel de fixação superior também desenhado para o efeito.



Fig. A 5 - Aspecto final do edómetro de *Rowe.*

O trabalho de concretização das peças foi feito por encomenda na empresa *Mestrutil* onde para além das peças foi pedido um anel amostrador novo de modo a prevenir qualquer tipo de folgas assim como os 6 parafusos exteriores de modo a juntar e fixar a placa inferior o anel adaptador a peça central e a tampa/macaco hidráulico do edómetro. Mostrando-se na Fig. A 5 as três peças juntas.

Anexo B

DIAGRAMAS DE ESFORÇOS ASSOCIADOS À ANÁLISE DA DEFORMABILIDADE DO BETÃO

E=10 GPa

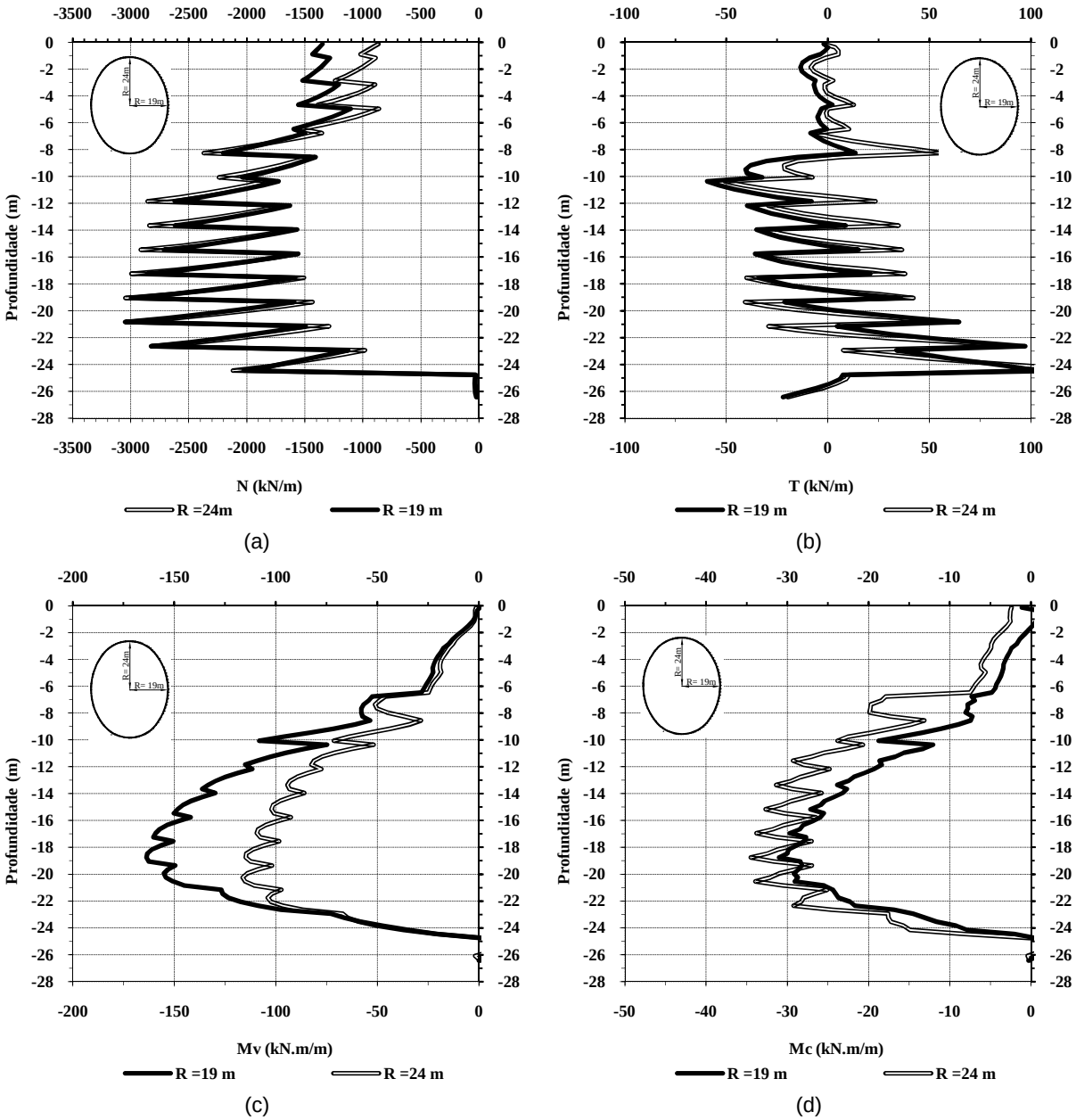


Fig. B 1 - Diagramas de esforços para E =10 GPa: esforço de membrana(a); esforço transverso (b); momento vertical (c); momento circunferencial (d).

E=15 GPa

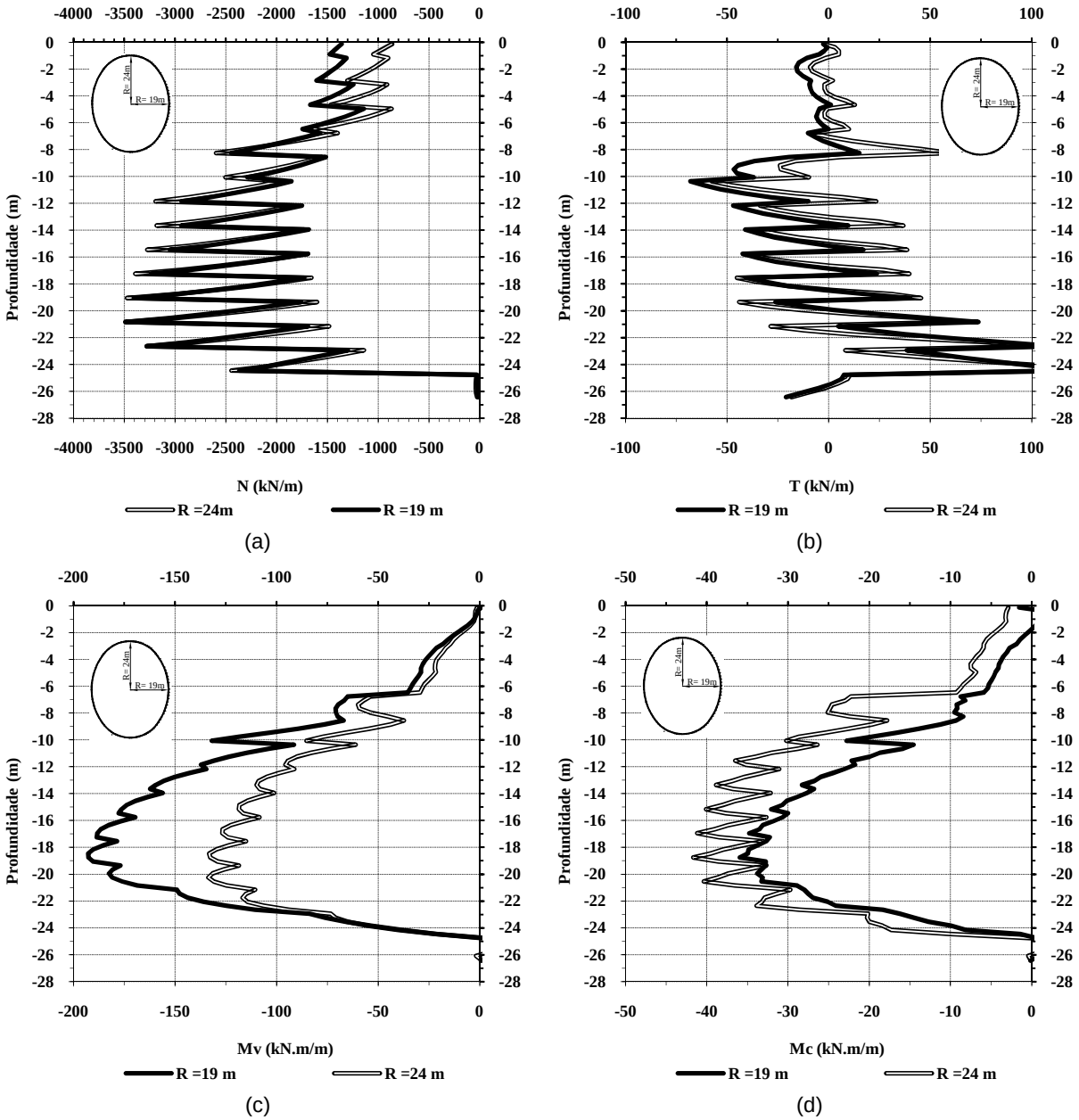


Fig. B 2 - Diagramas de esforços para E =15 GPa: esforço de membrana(a); esforço transverso (b); momento vertical (c); momento circunferencial (d).

E=30 GPa

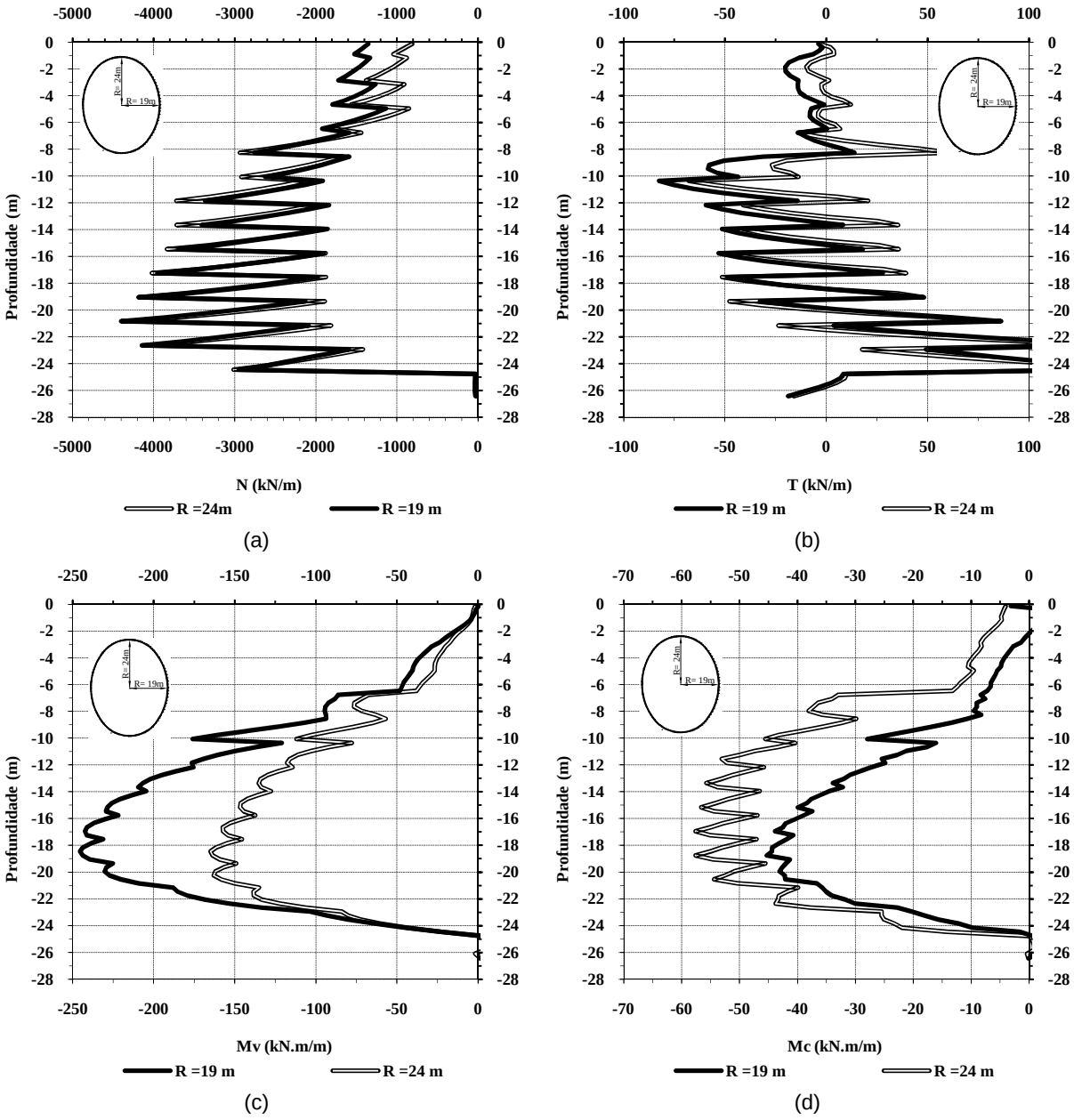


Fig. B 3 - Diagramas de esforços para E =10 GPa: esforço de membrana(a); esforço transverso (b); momento vertical (c); momento circunferencial (d).