Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP

Poços Elípticos Pelo Método de Escavação Sequencial na Vertical

O Caso Do Metro do Porto

dissertação para obtenção do grau de doutor em engenharia civil na faculdade de engenharia da universidade do porto

António Topa Gomes

Dezembro 2008

Orientador: António Silva Cardoso

Co-orientador: António Viana da Fonseca

Nos dias em que finalizava este trabalho reli um texto de Miguel Esteves Cardoso que dizia "o amor é uma coisa, a vida é outra"…"Ama-se alguém, por muito longe, por muito difícil, por muito desesperadamente. O coração guarda o que se nos escapa das mãos."

O autor não falava, seguramente, do seu Pai mas o amor é universal e por isso as palavras conduziram-me para alguém que se me "escapou das mãos" enquanto eu dissertava… Percebi, quando fui Pai, quanto o querer dos meus filhos é o meu.

Quis Deus que o meu Pai não finalizasse comigo esta dissertação.

No mesmo texto dizia o Miguel Esteves Cardoso que "A vida é uma coisa, o amor é outra. A vida dura a vida inteira, o amor não."

Amor de pai dura mais do que uma vida, dura pelo menos outra. E espero ter aprendido o bastante para ensinar aos meus filhos que dura para sempre!

À memória do meu pai

ÍNDICE GERAL

Resumo ---------- v

Abstract ---------- vii

Résumé ---------- ix

Agradecimentos ---------- xi

Índice de texto ---------- xiii

Índice de figuras ---------- xxi

Índice de quadros ---------- xxxv

Simbologia ---------- xxxix

1 Introdução ---------- 1

2 Comportamento de poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na vertical ---------- 7

3 Solos residuais do Granito do Porto. Caracterização em condições não saturadas ---------- 101

4 Caracterização *in situ* dos solos residuais do granito do Porto ---------- 167

5 Descrição e análise do comportamento da estação Salgueiros ---------- 219

6 Análise numérica da Estação Salgueiros ---------- 245

7 Considerações finais ---------- 307

Referências Bibliográficas ---------- 317

RESUMO

Durante a construção do Metro do Porto duas das estações foram materializadas à custa da escavação de poços elípticos de grande diâmetro, seguindo uma metodologia idêntica ao Método de Escavação Sequencial, vulgarmente utilizado em túneis, na direcção vertical. Estas obras possuem um carácter altamente inovador, não havendo referências bibliográficas quanto ao seu comportamento ou metodologias de dimensionamento. Esta dissertação pretende ser um contributo para os dois aspectos agora mencionados, enquadrando o assunto dentro do comportamento dos solos residuais em condições não saturadas, aspecto relativamente pouco estudado no caso dos solos residuais do granito do Norte de Portugal.

Na primeira parte do trabalho estuda-se, com algum pormenor, a fenomenologia de comportamento dos poços escavados pelo Método de Escavação Sequencial na vertical, começando-se pelos circulares e estendendo-se a análise às escavações com forma elíptica, em planta. Partindo-se de um poço circular escavado num solo com características padrão, analisa-se em detalhe o seu comportamento, nomeadamente a evolução dos deslocamentos em profundidade e com o aprofundar da escavação, a evolução dos vários tipos de esforços no suporte, as tensões instaladas e a redistribuição na proximidade da frente.

Segue-se um estudo paramétrico de forma a se perceber a influência de cada um dos parâmetros no comportamento geral deste tipo de obras. Os aspectos relativos à geometria do poço, às características resistentes e de deformabilidade, quer do maciço quer do suporte, são estudados de forma a se aquilatar da sua importância. Este estudo permite ainda identificar quais os parâmetros cuja caracterização tem que ser mais detalhadamente perseguida, de forma a se conseguir um dimensionamento seguro e economicamente atractivo.

A construção dos poços pelo Método de Escavação Sequencial obriga a um prévio rebaixamento do nível freático, criando uma condição não saturada no terreno. A caracterização laboratorial dos solos residuais do granito do Porto nesta condição era ainda incipiente, realizando-se aqui uma série de ensaios que permitam essa caracterização. Inicialmente apresenta-se os ensaios para a obtenção da curva de retenção destes solos, tendo-se para o efeito recorrido à técnica do papel de filtro e às panelas de sucção.

Foi desenvolvido um equipamento para a realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas. Além da apresentação e descrição detalhada do equipamento e respectivo controlo, apresenta-se e discute-se os resultados de um largo conjunto de ensaios triaxiais em condições

não saturadas, procurando-se a, partir daí, derivar parâmetros resistentes e de deformabilidade em função do nível de sucção instalado no terreno.

No local de construção da estação Salgueiros, realizou-se um elevado número de ensaios de campo, o que contribuiu para uma caracterização *in situ* bastante detalhada do material estudado no âmbito desta dissertação. Essa caracterização incluiu a realização de ensaios SPT, *Cross-Hole*, Pressiómetros de *Ménard*, ensaios de permeabilidade e, muito particularmente, ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge*. Este ensaio é o único que permite a determinação do coeficiente de impulso em repouso do terreno *in situ*, tendo sido realizado nos solos residuais do granito do Porto apenas pela segunda vez, pelo que se discute as técnicas de interpretação, em primeiro lugar, e se analisa os resultados em detalhe, sugerindo-se valores para este parâmetro e fazendo-se recomendações para ensaios futuros.

Na parte final do trabalho analisa-se o comportamento da estação Salgueiros. Numa primeira parte tenta-se perceber o seu comportamento analisando-se todos os resultados de instrumentação presentes na obra. Numa segunda parte, apresenta-se o modelo numérico elaborado, discute-se esse modelo bem como os parâmetros assumidos para o maciço e compara-se os resultados numéricos com os resultados da observação. A ponte com os ensaios, quer de campo quer de laboratório, é realizada nesta fase.

Finalmente retiram-se as principais conclusões do trabalho e apresentam-se perspectivas de desenvolvimentos futuros. Face ao atractivo desempenho económico das estruturas estudadas no âmbito desta tese e à importância dos solos não saturados na geotecnia actual, percebe-se que os assuntos agora abertos criem novas necessidades de desenvolvimento da geotecnia portuguesa.

ABSTRACT

During the construction of Porto Light Rail Metro, two underground stations were materialized by two large diameter elliptical shafts, following the Sequential Excavation Method, frequently used for tunnel construction, but in the vertical direction. These works have a very innovative character but there are no references in the literature either to their behaviour or to design methodologies. This thesis intends to contribute to both these aspects, studying the topic under non saturated conditions, a novel approach in the context of residual soils from granite of North Portugal.

In the first stage of the work the phenomenology of excavating a vertical shaft by the Sequential Excavation Method is studied, beginning with circular shafts and extending the analysis to elliptical shafts. With reference to a circular shaft excavated in a typical residual soil, a detailed assessment is performed of its behaviour including aspects such as displacement evolution with excavation depth, variation of support forces and stress redistribution around the base of the excavation.

A parametric study is then carried out in order to understand the influence of several factors on the overall behaviour of this type of excavations. Parameters such as the shaft geometry, the resistance and deformation characteristics of both the support and the ground, are evaluated in order to understand their significance. This study allows the identification of the most relevant parameters in order to achieve a safe and economic design.

The construction of elliptical shafts by the Sequential Excavation Method implies lowering the water table, creating a non saturated condition on the soil prior to excavation. Laboratory characterization of granite residual soils under non saturated conditions was incipient and during this work a lot of tests were performed to provide a better understanding of the phenomena. In order to obtain the Soil Water Characteristic Curve for Porto granite residual soils, the filter paper method and pressure plates have been used.

A triaxial testing equipment for non saturated conditions was developed. In addition to the presentation and description of the equipment main characteristics, the results of a large number of triaxial tests are presented and discussed, with the purpose of obtaining resistance and deformation parameters according to the ground suction level.

On the Salgueiros station construction site a large number of *in situ* tests was performed, including SPT, cross-hole, *Ménard* pressuremeter, permeability tests and, particularly, tests with the Cambridge self-boring pressuremeter. This is the only *in situ* test that provides the

determination of the “at rest” earth pressure coefficient and it had previously been applied just once to granite residual soils. The discussion of interpretation techniques and the analysis of the results are done in great detail, with the proposal of values for this parameter in granite residual soils and the formulation of recommendations for future tests.

The final part of this thesis is devoted to the analysis of Salgueiros Station behaviour. The monitoring results are analyzed in order to understand the real behaviour of the excavation. Then the numerical model developed is presented and the parameters assumed for the ground are discussed. The numerical results obtained are compared with those from the observation and monitoring.

Finally the main conclusions of the work are highlighted and suggestions for further developments are outlined. The attractive economic advantages of the novel solution presented in this work and the importance of non saturated conditions in current geotechnical activity clearly indicate that this area offers plenty of opportunities for future progress.

RÉSUMÉ

La première partie de l'étude se concentre, avec un certain détail, sur la phénoménologie du comportement des puits creusés par la Méthode de Creusement Séquentielle à la Verticale**,** d'abord sur les puits circulaires et en étendant aux excavations de forme elliptique en plan. Sur la base d'un puits circulaire creusé dans un sol de caractéristiques de série, on examine en détail son comportement, y compris l'évolution des déplacements en profondeur et, avec le déroulement de l'excavation, le développement des différents types d'efforts sur le support, les contraintes sur place et la redistribution près du front.

On suivit par une étude paramétrique afin de comprendre l'influence de chaque paramètre sur le comportement de ce type d'ouvrage. Les aspects de la géométrie du puits, les caractéristiques de résistance et de déformabilité, à la fois du massif et du support, sont étudiés afin d'évaluer son importance. Cette étude permet en outre d'identifier les paramètres dont la caractérisation doit être poursuivie en détail afin de parvenir à un dimensionnement sure et économiquement attractive.

La construction de puits par la Méthode de Creusement Séquentielle nécessite un abaissement de la nappe phréatique, en créant un état non saturé du sol. La caractérisation en laboratoire des sols de granit résiduel de Porto dans cette condition était encore naissante et on a réalisée le cas ici une série d'essais qui permettent cette caractérisation. Initialement, on présente les essais pour obtenir la courbe de rétention des sols, en utilisant la technique du papier filtre et pots de succion.

On a mis au point un équipement pour effectuer des essais triaxiaux en conditions non saturées. Outre la présentation et la description détaillée de l'équipement et de son contrôle, on présente et discute les résultats d'un grand nombre d'essais triaxiaux en conditions non saturées, en cherchant à obtenir des paramètres de résistance et déformabilité en fonction du niveau de succion installée sur le terrain.

Sur le lieu de construction de la station de Salgueiros, on a réalisée un grand nombre d'essais en place, ce qui a contribué à une caractérisation in situ très détaillée du matériau étudié dans cette dissertation. Cette caractérisation comprend l'exécution d'essais SPT, Cross-Hole, pressiomètres Ménard, essais de perméabilité et, notamment, des essais avec le pressiomètre autoforeur de Cambridge. Cet essai est le seul qui permet de déterminer le coefficient de

poussée des terres au repos et a été réalisée une seule fois avec les sols résiduels de granit de Porto. D'abord on discute les techniques d'interprétation et on examine les résultats en détail, en proposant des valeurs pour ce paramètre et des recommandations pour des futurs essais.

Dans la dernière partie de l'étude on analyse le comportement de la station de Salgueiros. En premier on essaie de comprendre son comportement en examinant tous les résultats de l'instrumentation présents dans l'ouvrage. Après on présente le modèle numérique mis au point, on discute ce modèle et les paramètres supposés pour le massif et on compare les résultats numériques avec les résultats de l'observation. La liaison avec les essais, soit en place ou en laboratoire, est effectuée dans cette phase.

Finalement on présente les principales conclusions de l'étude et les perspectives de développements futurs. Compte tenu de l'attrait de la performance économique des structures étudiées dans cette thèse et de l'importance des sols non saturés dans la géotechnique actuelle, on aperçu que les questions maintenant ouvertes crient de nouveaux besoins de développement de la géotechnique Portugaise.

AGRADECIMENTOS

Ao longo de um trabalho extenso e tantas vezes solitário como é um doutoramento, não fosse a amizade, os conselhos e o apoio dos amigos, colegas e instituições, a meta estaria bem mais longe. Um agradecimento geral a todos os que de alguma forma contribuíram para esta tese.

À Wendy e aos nossos filhos António, José e André. Escrevo estas palavras num Domingo de manhã e não posso deixar de pensar nas longas horas e fins-de-semana que subtraí à sua companhia e, todavia, foi deles que fui recebendo o maior alento para continuar a subir a montanha, mesmo com o temor que do lado de lá ainda não seja a planície. À minha mãe pelo apoio constante.

Aos amigos António Silva Cardoso e António Viana da Fonseca agradeço a amizade com tudo o que lhe está associado. Aos professores homónimos, orientadores científicos deste trabalho, toda a revisão do trabalho efectuado e as discussões que tanto me ensinaram.

Ao Professor Manuel Matos Fernandes, brilhante pedagogo, que em mim despertou o interesse pela geotecnia. Ao longo do período em que decorreu este trabalho, tive o privilégio de me tornar amigo de um mestre a quem agradeço o incondicional incentivo nas sempre agradáveis conversas.

Ao Professor Jean Vaunat, da universidade Politécnica da Catalunha, pela disponibilidade e ajuda na modelação numérica realizada no âmbito deste trabalho. Espero poder retribuir a grande e desinteressada ajuda num futuro de cooperação conjunta.

Ao Professor Jorge Almeida e Sousa pela ajuda inicial na definição do tema de tese. Só alguém com um entusiasmo pela geotecnia contagiante e um altruísmo fora do comum estaria disposto a perder um Sábado de manhã na discussão de possíveis temas de tese, sendo que foi essa manhã o verdadeiro ponto de partida para o trabalho aqui apresentado.

Ao Professor Martin Fahey, da Universidade de Western Australia, pela cedência do programa de cálculo *CAMFE* e pela ajuda na interpretação dos resultados do Pressiómetro Autoperfurador. A sua estadia na secção de Geotecnia da FEUP, além de uma agradável companhia, constituiu para mim um exemplo de produtividade.

Ao colega Eng. Miguel Ferraz pela valiosa colaboração na interpretação dos dados da viga transversal que se apresenta no Capítulo 6. Ao amigo um abraço e os votos sinceros de sucesso de um companheiro de luta.

Ao Professor Jorge Carvalho agradeço a preciosa colaboração na realização e interpretação dos ensaios sísmicos entre furos na estação Salgueiros.

Aos colegas de secção de Geotecnia e muito particularmente à Eng. Alexandra Costa e Professor Rui Calçada pelas longas horas de companhia. Ao Professor José Eduardo Quintanilha de Menezes agradeço ainda o "Résumé" e ao Professor José Couto Marques a revisão do "Abstract".

Ao pessoal do laboratório de Geotecnia, nomeadamente ao Sr. Armando Pinto, à Eng. Cláudia Moutinho e ao Eng. Carlos Costa. A este se deve o desenvolvimento e implementação do *software* para o equipamento que permitiu a realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas, peça fundamental para esta dissertação.

Aos colegas de trabalho na empresa Normetro, muito particularmente aos Engenheiros Cláudio Maia e Vítor Correia e ao Doutor António Gaspar.

Aos projectistas da estação Salgueiros, Eng. José Carlos Andrade e Eng. Carlos Augusto Campanhã, pela inspiração que são como projectistas em geotecnia e pela forma livre como facultaram e discutiram o seu trabalho.

Ao Professor Francisco Piqueiro agradeço a cedência de fotografias aéreas da estação Salgueiros e da estação Marquês.

À Universidade Politécnica da Catalunha e muito particularmente ao Departamento de Engenharia do Terreno, na pessoa do seu director Professor Eduardo Alonso, pela estadia de alguns dias nesta instituição e pela cedência do programa *CODE_BRIGHT.*

Às empresas Metro do Porto, na pessoa do Eng. Paulo Ferreira e ao agrupamento Normetro, na pessoa dos seus directores Eng. Rui Carrito e Eng. José Fontes pela autorização para utilização de dados do Metro do Porto.

Ao LNEC, na pessoa da Prof. Laura Caldeira, e à empresa Teixeira Duarte, na pessoa do seu director Eng. Ivo Rosa, pela realização dos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge.*

À Tecnasol FGE, na pessoa do Eng. Pedro Lopes, responsável pela monitorização e pela oferta dos extensómetros para medição das extensões na viga central da estação.

À Fundação para a Ciência e Tecnologia pelo apoio financeiro concedido através do projecto de investigação POCI/ECM/61934/2004 e através da Bolsa de Doutoramento atribuída ao autor.

ÍNDICE DO TEXTO

1
INTRODUÇÃO

1.1 Motivação e temas ---- 1

1. 2 Organização da tese ---- 2

1.3 Breve resumo das características típicas dos solos residuais do granito do Porto ---- 3

1.3.1 Processo de formação e perfis típicos de alteração ---- 3

1.3.2 Índices físicos mais comuns dos solos residuais ---- 5

1.3.3 Resistência e deformabilidade dos solos residuais do granito ---- 6

1.4 O solo residual da estação Salgueiros ---- 7

1.4.1 Descrição geológica ---- 7

1.4.2 Propriedades físicas do solo residual da estação Salgueiros ---- 7

2
COMPORTAMENTO DE POÇOS ELÍPTICOS PELO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL NA VERTICAL

2.1 Nota Introdutória ---- 9

2.2 Exemplos de Aplicação do Método de Escavação Sequencial em Portugal ---- 10

2.2.1 Exemplos de Aplicação do Método no Metro do Porto ---- 10

2.2.2 Aplicação do Método de Escavação Sequencial no Brasil ---- 12

2.3 Descrição da Metodologia Construtiva ---- 15

2.3.1 Enquadramento ---- 15

2.3.2 Sequência Construtiva ---- 15

2.3.3 Principais vantagens da aplicação do Método de Escavação Sequencial ---- 18

2.4 Solução teórica de um poço circular sujeito a uma carga crescente linearmente em profundidade---------- 19
2.5 Cálculo Base ---------- 22
2.5.1 Apresentação dos estudos---------- 22
2.5.2 Apresentação e Análise dos resultados do Cálculo Base---------- 25
2.5.2.1 Deformações e deslocamentos---------- 25
2.5.2.1.1 Comportamento global da escavação---------- 25
2.5.2.1.2 Deformações próximas da frente de escavação---------- 29
2.5.2.2 Comportamento do suporte ---------- 31
2.5.2.2.1 Deformações---------- 31
2.5.2.2.2 Esforços---------- 33
2.5.2.3 Análise da variação de tensões produzidas pela escavação ---------- 37
2.5.2.3.1 Comportamento geral---------- 37
2.5.2.3.2 Comportamento na proximidade da frente de escavação ---------- 43
2.5.2.3.3 Trajectórias típicas de tensões---------- 45
2.6 Apresentação e Análise dos estudos paramétricos---------- 50
2.6.1 Introdução ---------- 50
2.6.2 Geometria da escavação---------- 51
2.6.2.1 Estudos efectuados---------- 51
2.6.2.2 Variação do raio da escavação---------- 51
2.6.2.3 Variação da forma em planta da escavação---------- 54
2.6.2.3.1 Nota introdutória ---------- 54
2.6.2.3.2 Comportamento geral dos poços com formato elíptico ---------- 57
2.6.2.3.3 Comparação dos deslocamentos para as várias elipses analisadas---------- 61
2.6.2.4 Variação da profundidade de escavação---------- 63
2.6.2.5 Variação da altura do painel de escavação---------- 66
2.6.3 Características do suporte ---------- 68
2.6.3.1 Estudos efectuados---------- 68
2.6.3.2 Variação da espessura do suporte---------- 69
2.6.3.3 Variação do módulo de deformabilidade do suporte---------- 71
2.6.4 Parâmetros resistentes do maciço---------- 74
2.6.4.1 Estudos efectuados---------- 74
2.6.4.2 Coesão do maciço---------- 74
2.6.4.3 Ângulo de atrito do maciço---------- 77
2.6.4.4 Coeficiente de impulso em repouso do terreno ---------- 79

2.6.5 Parâmetros de deformabilidade do maciço ---- 81
2.6.5.1 Estudos efectuados ---- 81
2.6.5.2 Influência do Coeficiente de Poisson do maciço ---- 82
2.6.5.3 Influência do módulo de deformabilidade do terreno ---- 84
2.6.5.4 Influência do ângulo de dilatância ---- 87
2.6.6 Evolução das características de deformabilidade do maciço em profundidade ---- 89
2.6.6.1 Evolução dos parâmetros de deformabilidade ---- 89
2.6.6.2 Análise dos resultados obtidos ---- 90
2.6.7 Influência da condição não saturada no comportamento do maciço ---- 93
2.6.7.1 Descrição das análises efectuadas ---- 93
2.6.7.2 Variação das características resistentes em função da sucção ---- 93
2.6.7.3 Variação do módulo de deformabilidade com a sucção ---- 94
2.6.7.4 Análise de resultados ---- 95
2.7 Comportamento de um poço circular escavado num solo residual uniforme considerando a influência da sucção e a variação do módulo de deformabilidade em profundidade ---- 97
2.8 Nota Final ---- 100

3

SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO. CARACTERIZAÇÃO EM CONDIÇÕES NÃO SATURADAS

3.1 Introdução ---- 103
3.2 Determinação da Curva de Retenção do Solo ---- 104
3.2.1 Nota introdutória ---- 104
3.2.2 Curva obtida a partir dos ensaios triaxiais com sucção controlada ---- 104
3.2.3 Curva de retenção obtida através do método do papel de filtro ---- 106
3.2.4 Curva de Retenção obtida através das placas de pressão ---- 108
3.2.5 Resumo dos resultados obtidos ---- 111
3.2.6 Modelos numéricos para previsão da Curva de Retenção ---- 112
3.2.6.1 Algumas equações para ajuste da curva de retenção do solo ---- 112
3.2.6.2 Ajuste das equações de previsão da Curva de Retenção aos dados experimentais ---- 115

3.3 Ensaios de corte directo---119
3.3.1 Apresentação dos ensaios---119
3.3.2 Interpretação dos resultados---120
3.4 Ensaios triaxiais clássicos---125
3.4.1 Nota introdutória---125
3.4.2 Apresentação dos resultados---126
3.4.3 Parâmetros de deformabilidade---128
3.5 Ensaios triaxiais com aumento da tensão lateral---131
3.5.1 Descrição dos ensaios e objectivo---131
3.5.2 Parâmetros de deformabilidade---131
3.6 Desenvolvimento de um equipamento para a realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas---133
3.6.1 Nota Introdutória---133
3.6.2 Esquema Geral do Equipamento---134
3.6.3 Câmara Triaxial---135
3.6.4 Actuadores---136
3.6.5 Variáveis controladas---138
3.6.6 O programa de controlo---141
3.6.7 Correcções aos resultados dos ensaios triaxais---143
3.7 Ensaios triaxiais em condições não saturadas---144
3.7.1 Programa de ensaios---144
3.7.2 Fases do ensaio triaxial em condições não saturadas---146
3.7.2.1 Preparação das amostras---146
3.7.2.2 Saturação da pedra porosa da base---149
3.7.2.3 Fases de cada ensaio---149
3.7.3 Envolvente de resistência dos ensaios---151
3.7.4 Parâmetros de rigidez dos ensaios triaxiais---156
3.7.4.1 Discussão sobre os elementos de medição radial---156
3.7.4.2 Parâmetros de deformabilidade para os vários ensaios---157
3.7.4.2.1 Variação do coeficiente de Poisson---157
3.7.4.2.2 Módulo de deformabilidade---158
3.7.5 Variação volumétrica associada à variação da sucção---164
3.8 Resumo dos resultados---165

4

CARACTERIZAÇÃO *IN SITU* DOS SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO

4.1 Introdução ---- 167
4.2 Ensaios in Situ realizados no âmbito do projecto ---- 168
4.2.1 Identificação sumária dos ensaios ---- 168
4.2.2 Zonamento Geotécnico do Projecto ---- 169
4.2.3 Ensaios SPT (Standard Penetration Test) ---- 174
4.2.3.1 Apresentação dos resultados ---- 174
4.2.3.2 Parâmetros resistentes a partir do ensaio SPT ---- 176
4.2.3.3 Parâmetros de deformabilidade a partir do ensaio SPT ---- 178
4.2.4 Ensaios com o Pressiómetro de Ménard ---- 180
4.2.5 Permeabilidade do maciço ---- 182
4. 3 Ensaios Cross-Hole ---- 184
4.4 Realização de Ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de Cambridge ---- 189
4.4.1 Localização e características dos ensaios ---- 189
4.4.2 Breve apresentação dos resultados ---- 191
4.4.3 Determinação dos parâmetros do terreno a partir das curvas do SBP ---- 194
4.4.3.1 Determinação dos parâmetros resistentes ---- 194
4.4.3.2 Determinação do coeficiente de impulso em repouso ---- 196
4.4.4 Modelação numérica dos ensaios SBP ---- 198
4.4.4.1 Descrição dos parâmetros adoptados no modelo ---- 198
4.4.4.2 Apresentação dos resultados obtidos ---- 201
4.4.4.3 Parâmetros de rigidez associados aos ensaios pressiométricos ---- 206
4.4.4.4 Trajectórias de tensão típicas do pressiómetro ---- 209
4.4.5 Discussão dos valores do Coeficiente de impulso em repouso ---- 210
4.5 Medição do nível de sucção in situ ---- 211
4.5.1 Enquadramento bibliográfico ---- 211
4.5.2 Descrição da instalação piloto ---- 212
4.5.3 Apresentação e análise dos resultados obtidos ---- 214
4.6 Breve resumo do capítulo ---- 217

5

DESCRIÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESTAÇÃO SALGUEIROS

5.1 Introdução---219

5.2 Descrição estrutural da solução adoptada---220

5.3 Planeamento construtivo---224

5.4 Análise do comportamento da obra---225

5.4.1 Plano de monitorização --- 225

5.5.2 Breve apresentação preliminar do Comportamento geral da escavação --- 226

5.4.3 Assentamentos à superfície--- 227

5.4.3.1 Assentamentos na viga de coroamento--- 227

5.4.3.2 Assentamentos nos edifícios mais próximos--- 229

5.4.4 Deformação da viga transversal--- 231

5.4.5 Deformação horizontal do suporte--- 234

5.4.5.1 Deformada horizontal da viga de coroamento--- 234

5.4.5.2 Deformação horizontal às várias profundidades--- 234

5.4.6 Deformação do maciço--- 237

5.5.7 Rebaixamento do nível freático --- 240

5.5 Tentativa de medição de esforços na viga transversal---241

5.5.1 Enquadramento --- 241

5.5.2 Resultados obtidos. Enquadramento histórico --- 243

6

ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTAÇÃO SALGUEIROS

6.1 Nota Introdutória---245

6.2 Descrição do código numérico---245

6.3 Modelo de comportamento do solo---247

6.4 Modelo tridimensional da estação Salgueiros---248

6.4.1 Malha de Elementos Finitos ---- 248
6.4.2 Fases de Cálculo ---- 250
6.5 níveis de deformação típicos para a modelação numérica ---- 251
6.6 Zonamento Geotécnico a considerar nas modelações numéricas ---- 255
6.6.1 Nota Prévia ---- 255
6.6.2 Relação da rigidez em laboratório com a rigidez in situ ---- 255
6.6.3 Evolução das características do maciço em profundidade ---- 258
6.6.3.1 Aspectos relevantes ---- 258
6.6.3.2 Influência do Nível de sucção e da tensão de confinamento sobre os parâmetros de resistência e de deformabilidade ---- 259
6.6.3.3 Evolução do perfil de Rigidez in situ ---- 261
6.6.4 Parâmetros Geotécnicos Para a modelação numérica – Aproximação Base ---- 263
6.7 Análise de resultados do Cálculo Base Salgueiros ---- 266
6.7.1 Nota Introdutória ---- 266
6.7.2 Movimentos gerais da obra ---- 266
6.7.3 Deformação do maciço ---- 268
6.7.4 Deformação do suporte ---- 272
6.7.5 Análise do comportamento da viga transversal ---- 273
6.8 Discussão dos aspectos mais relevantes na modelação do comportamento da obra (análise paramétrica) ---- 275
6.8.1 Rigidez no topo longitudinal da estação ---- 275
6.8.2 Coeficiente de impulso em repouso do terreno ---- 276
6.8.3 Efeito da sucção na resistência e na rigidez ---- 278
6.8.4 Rigidez do suporte ---- 280
6.9 Cálculo final Lado Norte/Poente ---- 283
6.9.1 Justificação das propriedades a assumir para o maciço ---- 283
6.9.2 Deformação geral do maciço ---- 286
6.9.3 Deslocamentos do Suporte ---- 291
6.9.4 Viga transversal. Análise dos resultados do Cálculo Final ---- 293
6.9.5 Modelo de comportamento diferido da viga transversal ---- 294
6.9.5.1 Descrição sumária do programa ---- 294
6.9.5.2 Apresentação do modelo numérico da viga transversal ---- 295
6.9.5.3 Análise dos resultados obtidos ---- 297
6.9.5.3.1 Deformações da viga ---- 297

6.9.5.3.2 Extensões nas armaduras ---- 299

6.10 Comportamento do quadrante Norte/Nascente ---- 301

6.10.1 Breve descrição das análises efectuadas ---- 301

6.10.2 Análise dos resultados obtidos ---- 302

6.11 Breve resumo do capítulo ---- 304

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Principais conclusões ---- 307

7.2 Perspectivas de desenvolvimentos futuros ---- 313

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS ---- 317

ÍNDICE DE FIGURAS

1

INTRODUÇÃO

Figura 1. 1 – Perfil típico de um maciço rochoso de granito com zona superficial alterada e com solo residual Little (1969) ----------4

Figura 1. 2 – Curvas granulométricas de solos residuais do granito do Norte de Portugal, Viana da Fonseca et al. (1994) ----------6

Figura 1. 3 – a) Curvas granulométricas obtidas na caracterização do solo residual da estação Salgueiros; b) Fuso com 90% das curvas ensaiadas, com inclusão da curva média e da curva média do material recolhido em blocos----------8

2

COMPORTAMENTO DE POÇOS ELÍPTICOS PELO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL NA VERTICAL

Figura 2. 1 – Vista aérea da escavação do poço central da estação Marquês ---------- 10

Figura 2. 2 – Vista aérea da escavação de Salgueiros ---------- 11

Figura 2. 3 – Exemplo de construção de um poço de acesso na estação Bolhão---------- 12

Figura 2. 4 - Exemplo de construção de um poço de acesso na estação Faria de Guimarães --- 12

Figura 2. 5 – Poços circulares escavados pelo Método de Escavação Sequencial no Metro de S. Paulo: a) Poço Jardins – Acesso estação Óscar Freire – Linha 4 Metro S. Paulo; b) Poço Sul – estação Vila Prudente – Metro S. Paulo – fotografias cedidas por CJC, Engenharia---------- 13

Figura 2. 6 – Poço Belas Artes – Acesso estação Paulista do Metro de S. Paulo (fotografia cedida por CJC, Engenharia)---------- 13

Figura 2. 7 – Poço estação Luz – Linha 4 Metro S. Paulo (fotografia cedida por CJC, Engenharia)---------- 14

Figura 2. 8 – Fotografia aérea após acidente na estação Pinheiros – Linha 4 do Metro de S. Paulo ---------- 14

Figura 2. 9 – Ilustração da sequência construtiva de um poço circular usando o Método de Escavação Sequencial---------- 16

Figura 2. 10 – Esquema do faseamento construtivo, em planta, adoptado para a escavação dos vários anéis da estação Salgueiros (imagem adaptada do projecto – CJC, 2004) ---------- 17

Figura 2. 11 - a) Colocação de armaduras para posterior aplicação de betão projectado; b) projecção de betão ---------- 18

Figura 2. 12 – Esquema de cargas e definição de variáveis para um depósito cilíndrico simplesmente apoiado na base ---------- 20

Figura 2. 13 – Evolução dos esforços de membrana e deformações horizontais para um poço sujeito a uma carga linearmente variável em profundidade ---------- 21

Figura 2. 14 – Evolução dos momentos flectores na direcção vertical para um poço sujeito a uma carga linearmente variável em profundidade---------- 22

Figura 2. 15 – Características geométricas e parâmetros geotécnicos adoptados para o Cálculo Base---------- 23

Figura 2. 16 – Malha de elementos finitos utilizada para os cálculos axissimétricos: a) malha geral; b) pormenor da malha na proximidade da face de escavação---------- 24

Figura 2. 17 – Deslocamentos horizontais no maciço na fase final de escavação (m) – Cálculo Base---------- 25

Figura 2. 18 – Deslocamentos verticais no maciço na fase final de escavação (m) – Cálculo Base26

Figura 2. 19 – Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte ao longo das várias fases de escavação para o Cálculo Base---------- 27

Figura 2. 20 – Deslocamentos horizontais incrementais ao longo das fases de escavação -------- 27

Figura 2. 21 – Deslocamentos horizontais e verticais à superfície – Cálculo Base ---------- 29

Figura 2. 22 – Evolução dos deslocamentos com a distância à base da escavação---------- 30

Figura 2. 23 – Vectores de deslocamento incrementais para a fase final de escavação---------- 31

Figura 2. 24 – Deslocamentos horizontais associados ao Cálculo Base---------- 32

Figura 2. 25 – Evolução dos esforços no suporte para a fase final do Cálculo Base ---------- 34

Figura 2. 26 – Tensões efectivas horizontais (MPa) na fase final de escavação ---------- 37

Figura 2. 27 – Tensões efectivas verticais (MPa) na fase final de escavação---------- 38

Figura 2. 28 – Multiplicadores plásticos para a fase final de escavação ---------- 38

Figura 2. 29 – Evolução das tensões horizontais em profundidade em função da distância à parede ---------- 39

Figura 2. 30 - Evolução das tensões verticais em profundidade em função da distância à parede40

Figura 2. 31 – Razão entre as tensões horizontais e tensões verticais, K, a diferentes distâncias do suporte ---------- 41

Figura 2. 32 – Evolução das tensões com a distância ao suporte: a) tensões horizontais; b) tensões verticais---------- 43

Figura 2. 33 – Transferência de tensões por efeito de arco durante a abertura de um painel: a) tensões horizontais (MPa); b) direcção da tensão principal máxima ---------- 44

Figura 2. 34 – Evolução das tensões abaixo da base da escavação, em função da distância ao fundo da escavação: a) tensões horizontais; b) tensões verticais---------- 45

Figura 2. 35 – Localização dos pontos seleccionados para o estudo das trajectórias de tensões típicas dos poços escavados pelo Método de Escavação Sequencial---------- 46

Figura 2. 36 – Trajectórias típicas de tensões para pontos adjacentes ao suporte: c) Ponto C; d) Ponto D; e) Ponto E; f) Ponto F; g) Ponto G; h) Ponto H ---------- 47

Figura 2. 37 – Trajectórias de tensões para os pontos na base da escavação---------- 48

Figura 2. 38 – Deslocamentos horizontais na parede de poços circulares para vários raios de escavação ---------- 51

Figura 2. 39 – Evolução dos esforços em profundidade para vários raios de escavação---------- 53

Figura 2. 40 – Malha de elementos finitos 3D para um poço circular: a) perspectiva isométrica; b) vista em planta---------- 54

Figura 2. 41 – Malha axissimétrica replicando o número de nós e elementos da malha tridimensional ---------- 55

Figura 2. 42 – Comparação dos deslocamentos no maciço adjacente à escavação para cálculos axissimétricos e tridimensionais---------- 56

Figura 2. 43 – Aspecto da malha deformada na fase final da escavação para o poço elíptico com eixo maior 40,0 m e eixo menor 20,0 m. ---------- 57

Figura 2. 44 – Deformada do maciço adjacente ao suporte para várias posições na elipse------- 58

Figura 2. 45 – Multiplicadores plásticos na fase final ao longo do eixo maior da escavação----- 58

Figura 2. 46 – Multiplicadores plásticos na fase final ao longo do eixo menor da escavação---- 59

Figura 2. 47 – Extensões horizontais ao longo do eixo menor da escavação---------- 60

Figura 2. 48 – Esforços no suporte para várias posições na elipse: a) Esforços de membrana; b) Esforços transversos; c) momentos da direcção circunferencial; d) momentos da direcção vertical ---------- 61

Figura 2. 49 – Deslocamentos do maciço sobre o eixo menor da elipse ---------- 62

Figura 2. 50 – Deslocamentos horizontais do maciço sobre o eixo maior da elipse ---------- 62

Figura 2. 51 – Deslocamentos no maciço adjacente ao suporte para escavações com diferentes profundidades ---------- 64

Figura 2. 52 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes profundidades de escavação ---------- 65

Figura 2. 53 – Variação dos deslocamentos finais do maciço adjacente ao suporte em função da altura do painel de escavação ---------- 67

Figura 2. 54 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes alturas dos painéis de escavação ---------- 68

Figura 2. 55 – Deslocamentos ao longo da altura da escavação em função da espessura do suporte ---------- 70

Figura 2. 56 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes espessuras do suporte -- 71

Figura 2. 57 – Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte em função do módulo de Young do betão ---------- 72

Figura 2. 58 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes módulos de Young do betão ---------- 73

Figura 2. 59 - Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para vários valores da coesão ---------- 75

Figura 2. 60 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores da coesão do maciço ---------- 76

Figura 2. 61 – Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte função do ângulo de atrito ---------- 77

Figura 2. 62 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores do ângulo de atrito do maciço ---------- 78

Figura 2. 63 – Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para vários valores do coeficiente de impulso em repouso ---------- 79

Figura 2. 64 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores do coeficiente de impulso em repouso do maciço ---------- 80

Figura 2. 65 - Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para vários valores do coeficiente de Poisson do maciço ---------- 82

Figura 2. 66 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores do coeficiente de *Poisson* do maciço ---------- 84

Figura 2. 67 - Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para vários valores do módulo de deformabilidade do maciço, E ---------- 85

Figura 2. 68 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores do módulo de deformabilidade do terreno, E---------- 86

Figura 2. 69 – Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para vários valores do ângulo de dilatância do maciço ---------- 88

Figura 2. 70 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores do ângulo de dilatância do maciço---------- 89

Figura 2. 71 – Variação assumida para do módulo de deformabilidade em profundidade ------- 90

Figura 2. 72 - Evolução dos deslocamentos num ponto adjacente ao suporte considerando a influência da tensão de confinamento sobre o módulo de deformabilidade do maciço ---------- 91

Figura 2. 73 - Evolução dos esforços em profundidade considerando a influência da tensão de confinamento sobre o módulo de deformabilidade do maciço ---------- 92

Figura 2. 74 – Variação de resistência em profundidade em consequência da consideração de um ângulo de atrito com respeito à sucção de 14^0---------- 94

Figura 2. 75 – Variação do módulo de deformabilidade em profundidade devido à sucção (parâmetros escolhidos com base nos resultados dos ensaios triaxiais em condições não saturadas para a estação Salgueiros) ---------- 94

Figura 2. 76 - Evolução dos deslocamentos num ponto adjacente ao suporte considerando a influência da sucção sobre as propriedades resistentes e de deformação do maciço---------- 95

Figura 2. 77 - Evolução dos esforços em profundidade considerando a influência sobre os parâmetros resistentes e sobre os parâmetros de deformabilidade do maciço ---------- 97

Figura 2. 78 – Evolução dos deslocamentos num ponto adjacente ao suporte para o Cálculo Base e cálculo com influência da sucção e tensão de confinamento---------- 98

Figura 2. 79 - Evolução dos esforços em profundidade para o Cálculo Base e cálculo com influência da sucção e tensão de confinamento---------- 99

3

SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO. CARACTERIZAÇÃO EM CONDIÇÕES NÃO SATURADAS

Figura 3. 1 – Pontos da curva característica do solo obtida a partir dos ensaios triaxiais em condições não saturadas ----------105

Figura 3. 2 - a) Preparação do provete e colocação do papel de filtro, b) Envolvimento do provete e papel de filtro para equilíbrio do teor em água; c) retirada do papel de filtro para pesagem; d) pesagem do papel de filtro em balança com precisão do micrograma ----------106

Figura 3. 3 – Pontos da curva de retenção obtida a partir de várias amostras de solo residual utilizando a técnica do papel de filtro----------107

Figura 3. 4 – Cravação de anéis para determinação da curva de sucção pelo método das placas de pressão ----------109

Figura 3. 5 – a) Humedecimento das várias amostras; b) colocação da pedra porosa de alta entrada de ar e amostras na panela----------109

Figura 3. 6 – Curvas de retenção para vária amostras do solo residual de Salgueiros obtidas através do método das placas de pressão.----------110

Figura 3. 7 – Esquema e equipamento para a realização de ensaios com o método das placas de sucção Cardoso Jr. (2006)----------111

Figura 3. 8 – Curvas de retenção para o solo residual da estação Salgueiros obtida com recurso aos métodos de papel de filtro, placas de pressão e após ensaios triaxiais em condições não saturadas ----------112

Figura 3. 9 – Curva de retenção típica para um solo siltoso (Fredlund & Xing, 1994)----------113

Figura 3. 10 – Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Williams et al. (1983): a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro ----------115

Figura 3. 11 - Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Gardner (1958) : a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro----------115

Figura 3. 12 – Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Brooks & Corey (1964): a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro ----------116

Figura 3. 13 – Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Fredkund & Xing (1994) – solução com 3 variáveis: a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro ----------116

Figura 3. 14 – Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Van Genuchten (1980): a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro ----------116

Figura 3. 15 a) – Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Fredlund & Xing (1994), solução com 4 variáveis: a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro-------117

Figura 3. 16 a) – Curva de retenção do solo residual estudado usando os parâmetros de ajuste obtidos para a equação de: a) Van Genuchten (1980); b) Fredlund & Xing – solução com 3 variáveis (1994)----------118

Figura 3. 17 – Pormenores do ensaio de corte directo: a) Preparação da amostra; b) amostra colocada dentro da caixa de corte----------120

Figura 3. 18 – Resultados do ensaio de corte directo das várias amostras ensaiadas: a) v=50 kPa; b) v=100 kPa; c) v=200 kPa; d) v=300 kPa----------121

Figura 3. 19 – Tensões de pico para os vários ensaios de corte directo e respectiva envolvente 121

Figura 3. 20 – Curvas deformação horizontal vs tensão de desvio para as várias passagens correspondentes ao ensaio com tensão vertical de 50 kPa.----------122

Figura 3. 21 – Ajuste de parâmetros de Mohr-Coulomb aos valores de resistência a volume constante obtidos nos vários ensaios de corte directo realizados ----------123

Figura 3. 22 – Variação do ângulo de dilatância em função da tensão vertical a que foi realizado o ensaio de corte directo: a) escala linear; b) escala logarítmica----------124

Figura 3. 23 – Fotografias com evidência das diáclases relíquia no material ensaiado: a) após ensaio; b) provete "intacto"----------125

Figura 3. 24 – Representação dos valores correspondentes à resistência de pico dos ensaios triaxiais clássicos no plano s'-t----------126

Figura 3. 25 – Curva extensão axial vs tensão de desvio para o ensaio triaxial clássico com tensão vertical de 50 kPa----------127

Figura 3. 26 – Curva extensão axial vs tensão de desvio para o ensaio triaxial clássico com tensão efectiva vertical de 200 kPa ----------128

Figura 3. 27 – Pormenor dos LDT's para medição local da deformação nos ensaios triaxiais clássicos----------129

Figura 3. 28 – Variação do módulo de deformabilidade nos ensaios triaxiais clássicos com o nível de deformação----------129

Figura 3. 29 – Curvas tensão deformação para os ensaios triaxiais de extensão por aumento da tensão horizontal: a) σ_v - 50 kPa; b) σ_v - 100 kPa ----------131

Figura 3. 30 – Variação do módulo de deformabilidade do provete com o nível de deformação para os ensaios triaxiais de extensão por aumento da tensão de confinamento----------132

Figura 3. 31 – Variação do Coeficiente de Poisson ao longo dos ensaios triaxiais de extensão por aumento da tensão lateral----------133

Figura 3. 32 – Esquema geral de funcionamento do equipamento para a realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas (Costa, 2008) ----------135

Figura 3. 33 – Aspecto da câmara triaxial usada para a montagem do equipamento----------136

Figura 3. 34 – Pormenor da pedra porosa de alta entrada de ar (300 kPa) montada na base do equipamento desenvolvido----------136

Figura 3. 35 – Esquema dos actuadores utilizados para controlo das pressões na câmara interior e exterior e das pressões no interior do provete: a) Fotografia; b) Desenho esquemático -------137

Figura 3. 36 – Fotografia e esquema de funcionamento da interface ar/água para aplicação de pressões constantes----------137

Figura 3. 37 – Pormenor do actuador pneumático adoptado para a aplicação de cargas no êmbolo vertical----------138

Figura 3. 38 – Esquema da câmara triaxial desenvolvida, com indicação das variáveis controladas----------139

Figura 3. 39 – Fotografias de alguns elementos de medição utilizados no equipamento desenvolvido: a) transdutores de pressão; b) medidor de volume; c) célula de carga; d) Medidor de deslocamento externo----------140

Figura 3. 40 – Transdutores de deslocamento locais já instalados num provete ----------140

Figura 3. 41 - Apresentação da interface gráfica do programa SoilTest----------141

Figura 3. 42 – Aspectos de detalhe de cada um dos separadores do programa: a) Aquisição de dados; b) Controle do ensaio; c) Exemplo de estágio de carga; d) Realização de gráficos durante o ensaio ----------142

Figura 3. 43 – Variações volumétricas ao longo do circuito entre a entrada do medidor de volume e a câmara triaxial----------143

Figura 3. 44 – Pormenores da recolha de blocos de solo residual na estação Salgueiros---------145

Figura 3. 45 – Retirada de provetes de 100 mm a partir dos blocos de boa qualidade recolhidos na estação Salgueiros----------147

Figura 3. 46 – Montagem das amostras na câmara triaxial: a) colocação do provete sobre o pedestal; b) reconstituição da superfície de modo a amenizar as irregularidades do provete---148

Figura 3. 47 – Montagem da instrumentação local: a) medição na direcção axial; b) medição na direcção axial e radial----------148

Figura 3. 48 – Pontos da envolvente de rotura no plano s' – t em função do nível de sucção-153

Figura 3. 49 – Curvas extensão axial versus tensão de desvio para os ensaios com tensão vertical 300 kPa em função do nível de sucção instalado ----------153

Figura 3. 50 – Resistências dos ensaios triaxiais de compressão por alívio da tensão lateral e respectivo ajuste matemático----------155

Figura 3. 51 – Curvas tensão de desvio vs extensão radial para o ensaio CL_ v300_Su100: a) aspecto geral da curva; b) detalhe para extensões radiais até 0,10%----------157

Figura 3. 52 – Variação do coeficiente de Poisson do material em função da extensão radial do ensaio: a) escala linear; b) escala logarítmica ----------158

Figura 3. 53 – Evolução do módulo de deformabilidade com a deformação no ensaio com nível de sucção 100 kPa----------159

Figura 3. 54 - Relação entre o módulo de deformabilidade para os vários níveis de sucção e o módulo de deformabilidade saturado----------160

Figura 3. 55 – Variação de rigidez com o nível de sucção para todos os ensaios realizados ----162

Figura 3. 56 – Variação de rigidez com o nível de sucção: a) ajuste linear obrigando a recta a passar no ponto associado à condição saturada; b) ajuste bi-linear----------162

Figura 3. 57 – Variação dos parâmetros da expressão de Janbu função do nível de deformação e da sucção do ensaio: a) parâmetro k; b) parâmetro n----------163

4

CARACTERIZAÇÃO IN SITU DOS SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO

Figura 4. 1 – Planta de localização das sondagens e ensaio realizados----------168

Figura 4. 2 – Planta da estação Salgueiros com localização dos cortes geotécnicos de projecto (CJC, 2002)----------169

Figura 4. 3 – Corte geológico/geotécnico A-A' (CJC, 2003)----------169

Figura 4. 4 – Corte geológico/geotécnico B-B' (CJC, 2003)----------170

Figura 4. 5 – Corte geológico/geotécnico C-C' (CJC, 2003)----------170

Figura 4. 6 - Corte geológico/geotécnico D-D' (CJC, 2003)----------171

Figura 4. 7 – Corte geológico/geotécnico E-E'(CJC, 2003)----------171

Figura 4. 8 – Corte geológico/geotécnico F-F' (CJC, 2003)----------172

Figura 4. 9 – Resumo dos resultados dos ensaios SPT efectuados na estação Salgueiros -------174

Figura 4. 10 – Resumo dos resultados normalizados - $(N1)_{60}$----------175

Figura 4. 11 – Correlação entre (N1)60 e ' para areias (Décourt, 1989)----------176

Figura 4. 12 – Evolução do ângulo de atrito em profundidade com base na proposta de Décourt (1989) para correlação com resultados dos ensaios SPT na estação Salgueiros----------177

Figura 4. 13 – Evolução do módulo de deformabilidade em profundidade em função dos resultados dos ensaios SPT e correlacionando com Viana da Fonseca (2008), Décourt (1992) e Sandroni (1991)----------179

Figura 4. 14 – Resultados dos ensaios de permeabilidade tipo Lefranc----------182

Figura 4. 15 – Execução dos ensaios sísmicos entre furos: a) aspecto geral do equipamento e do local de realização dos ensaios; b) pormenor da introdução do martelo sísmico no furo---------184

Figura 4. 16 – Resultados obtidos no ensaio sísmicos entre furos: a) velocidades medidas; b) módulo de distorção, G0----------185

Figura 4. 17 – Valores de G0 obtidos a partir dos resultados dos ensaios SPT: a) minimização da soma dos desvios, em valor absoluto; b) minimização da soma dos desvios quadrados -----186

Figura 4. 18 – Valores de G0 derivados a partir dos resultados dos ensaios SPT e sua comparação com os resultados dos ensaios sísmicos entre furos – ajuste global (Eq. 4.15) -----188

Figura 4. 19 – Valores de G0 derivados a partir dos resultados dos ensaios SPT e sua comparação com os resultados dos ensaios sísmicos entre furos – ajuste individual a cada uma das localizações (Eq. 4.16 – CH1-CH2; Eq. 4.17 – CH3-CH4) ----------188

Figura 4. 20 – Alguns aspectos associados à realização dos ensaios com o SBP: a) pormenor do roller bit; b) aspecto geral do Pressiómetro; c) colocação do Pressiómetro no furo; d) panorâmica geral do equipamento utilizado e de um dos locais ----------191

Figura 4. 21 – Curvas extensão radial vs pressão da cavidade dos vários ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de Cambridge ----------193

Figura 4. 22 – Ajuste de uma recta aos vários gráficos do pressiómetro de acordo com a metodologia proposta por Hughes et al. (1997)----------195

Figura 4. 23 – Procedimento utilizado para a determinação de ho seguindo a metodologia de interpretação do Pressiómetro de Ménard ----------197

Figura 4. 24 – Resultados do programa CAMFE ilustrando a influência da coesão na curva de expansão da cavidade ----------200

Figura 4. 25 – Modelação numérica do ensaio P2-T2: a) c'=0 kPa, K0=0,66, '=450; b) c'=1000 kPa, K0=0,66, '=450----------202

Figura 4. 26 – Ajuste conseguido com a modelação do programa CAMFE aos resultados dos ensaios usando os parâmetros apresentados no Quadro 4. 12----------204

Figura 4. 27 – Degradação da rigidez do maciço para os vários ensaios pressiométricos no furo P1 em função da deformação distorcional;----------207

Figura 4. 28 – Degradação da rigidez do maciço para os vários ensaios pressiométricos no furo P1 em função da extensão da cavidade----------208

Figura 4. 29 – Degradação da rigidez do maciço para os vários ensaios pressiométricos no furo P2 em função da deformação distorcional;----------209

Figura 4. 30 – Trajectórias de tensões típicas do pressiómetro: a) plano horizontal; b) plano formado pela tensão vertical e tensão radial----------210

Figura 4. 31 – Perfis típicos de pressões de água negativas num terreno em condições não saturadas, ao longo do ano----------212

Figura 4. 32 – Curva de retenção do material onde se instalaram os tensiómetros----------213

Figura 4. 33 – Detalhes da instalação dos tensiómetros: a) colocação dos tensiómetros no furo; b) apiloamento do material; c) peneiração do material; d) aspecto protecção final ----------213

Figura 4. 34 – Evolução da sucção ao longo do ano----------215

Figura 4. 35 a) Variação da posição do Nível freático ao longo do ano; b) Diferenças entre a sucção por equilíbrio hidrostático e a sucção realmente medida----------216

5
DESCRIÇÃO E ANÁLISE DA ESTAÇÃO SALGUEIROS

Figura 5. 1 – Planta de localização da estação Salgueiros – Imagem Google Earth ----------219

Figura 5. 2 – Geometria da estação de metro Salgueiros: a) planta da estação; b) corte longitudinal pelo eixo da estação----------220

Figura 5. 3 – Pormenores da construção dos poços circulares: a) escavação e colocação do suporte; b) colocação das armaduras dos poços----------221

Figura 5. 4 – Construção dos elementos estruturais à superfície: a) construção da viga de coroamento; b) armaduras da viga transversal ----------221

Figura 5. 5 – Alguns pormenores do aprofundamento da escavação: e) viga central; f) perspectiva geral da escavação na sua fase final.----------222

Figura 5. 6 – Construção das estruturas internas da estação: a) pormenor da armação da laje de fundo; b) betonagem das paredes definitivas----------223

Figura 5. 7 – Cronograma balizado para a escavação e contenção da estação Salgueiros-------225

Figura 5. 8 – Plano de monitorização da estação Salgueiros ----------226

Figura 5. 9 – Aspecto da deformada geral da estação obtida nos cálculos numéricos----------227

Figura 5. 10 – Assentamentos registados nas marcas de nivelamento instaladas na viga de coroamento----------228

Figura 5. 11 – Identificação dos edifícios mais próximos do lado Norte da estação----------229

Figura 5. 12 – Assentamentos nos edifícios do lado Norte da estação e relação com a profundidade do nível freático----------230

Figura 5. 13 – Movimentos verticais medidos a meio vão da viga transversal----------231

Figura 5. 14 – Pormenor do atraso da escavação sob a viga transversal----------232

Figura 5. 15 – Deslocamentos verticais absolutos e em relação aos pilares a meio vão da viga transversal----------232

Figura 5. 16 – Convergência dos pontos extremos da viga transversal ----------233

Figura 5. 17 – Deformada em planta da viga de coroamento ----------234

Figura 5. 18 – Deformada do suporte ao nível do anel 4----------235

Figura 5. 19 – Convergências com a escavação no lado Norte Poente, a diferentes profundidades235

Figura 5. 20 – Evolução das convergências com a escavação no alvo 9, a diferentes cotas -----237

Figura 5. 21 – Deformada do inclinómetro 1: a) direcção paralela ao eixo transversal da estação; b) direcção paralela ao eixo longitudinal da estação ----------238

Figura 5. 22 – Deformada do inclinómetro 2: a) direcção paralela ao eixo transversal da estação; b) direcção paralela ao eixo longitudinal da estação ----------238

Figura 5. 23 – Deformada do inclinómetro 3: a) direcção paralela ao eixo transversal da estação; b) direcção paralela ao eixo longitudinal da estação ----------238

Figura 5. 24 – Deformada do inclinómetro 4: a) direcção paralela ao eixo transversal da estação; b) direcção paralela ao eixo longitudinal da estação ----------239

Figura 5. 25 – Evolução do nível de água nos piezómetros mais próximos da escavação -------241

Figura 5. 26 - Fotografia geral da obra na fase final da escavação com enfoque na viga transversal----------242

Figura 5. 27 - Secção transversal da escora----------242

Figura 5. 28 – Localização das armaduras em que foram medidas as extensões e respectivos valores----------243

6

ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTAÇÃO SALGUEIROS

Figura 6. 1 – Representação esquemática de um meio poroso não saturado (Olivella & Vaunat, 2006)----------246

Figura 6. 2 – Malha de macro elementos utilizada na modelação da estação Salgueiros: a) vista em planta; b) corte pelo eixo longitudinal da estação----------249

Figura 6. 3 – Malha de elementos finitos utilizada na modelação da estação Salgueiros: a) vista em planta; b) corte pelo eixo transversal da estação; c) perspectiva tridimensional ----------249

Figura 6. 4 – Esquema do faseamento construtivo da estação Salgueiros----------251

Figura 6. 5 – Níveis de deformação típicos para algumas obras geotécnicas (Mair, 1993) ------252

Figura 6. 6 - Extensões obtidas na modelação numérica associada ao Cálculo Base: a) extensões horizontais; b) extensões principais máximas ----------253

Figura 6. 7 - Extensões horizontais ao longo do eixo menor da elipse para um poço com relação entre eixos de 2 ----------254

Figura 6. 8 – Curvas de degradação de rigidez para os ensaios de laboratório e para os ensaios com o SBP ----------258

Figura 6. 9 – Evolução da rigidez em profundidade considerando a influência da sucção e da tensão de confinamento ----------260

Figura 6. 10 - Evolução de G0 em profundidade em função dos resultados Cross-Hole e dos resultados dos ensaios SPT ----------261

Figura 6. 11 - Evolução de G0 em profundidade em função dos resultados Cross-Hole e dos resultados dos ensaios SPT e dependência do nível de confinamento e sucção ----------262

Figura 6. 12 – Aproximação numérica aos resultados dos ensaios Cross-Hole ----------264

Figura 6. 13 – Parâmetros assumidos para a modelação da estação Salgueiros----------265

Figura 6. 14 – Malha deformada no Cálculo Base Salgueiros na fase final da escavação--------267

Figura 6. 15 – Deslocamentos à superfície para o Cálculo Base da estação Salgueiros (m): a) deslocamentos segundo o eixo longitudinal; b) deslocamentos segundo o eixo transversal; c) assentamentos; d) deslocamentos totais ----------268

Figura 6. 16 – Deformada no maciço adjacente ao suporte – Cálculo Base Salgueiros ----------269

Figura 6. 17 – Deslocamentos em direcção à escavação para o Inclinómetro 4 ----------270

Figura 6. 18 – Perfil de assentamentos à superfície nos alinhamentos notáveis da estação – Cálculo Base ----------271

Figura 6. 19 – Extensões horizontais do maciço ao longo de um alinhamento coincidente com o eixo menor da elipse ----------271

Figura 6. 20 – Deslocamentos no suporte para o quadrante Norte/Poente – comparação entre as medições nos alvos e a previsão numérica ----------272

Figura 6. 21 – Deformação a meio vão da viga transversal para o Cálculo Base da estação Salgueiros----------274

Figura 6. 22 – Deformações do maciço adjacente ao suporte para várias localizações em planta e variando a rigidez do maciço no topo longitudinal da estação----------275

Figura 6. 23 – Deformações no maciço imediatamente atrás do suporte no alinhamento do eixo menor da elipse variando o coeficiente de impulso em repouso ----------277

Figura 6. 24 - Levantamento a meio vão da viga transversal em função do coeficiente de impulso em repouso do terreno ----------278

Figura 6. 25 – Deformações no maciço para a posição do Inclinómetro 4 considerando a influência da sucção sobre os parâmetros de rigidez e de deformabilidade----------279

Figura 6. 26 – Levantamento do ponto a meio vão da viga transversal considerando distintos valores para a rigidez do betão----------281

Figura 6. 27 – Deslocamentos do maciço adjacente ao suporte no alinhamento coincidente com o eixo menor da elipse função da rigidez do betão ---------- 282

Figura 6. 28 – Parâmetros geotécnicos para o Cálculo Final do lado Norte/Poente ---------- 285

Figura 6. 29 – Comparação dos deslocamentos em direcção à escavação no Inclinómetro 4 – Medição real versus Cálculo Final estação Salgueiros ---------- 286

Figura 6. 30 – Deformações horizontais na posição do Inclinómetro 4 para vários patamares de escavação ---------- 287

Figura 6. 31 – Comparação dos deslocamentos segundo o eixo longitudinal da estação entre o Inclinómetro 4 e o Cálculo Final ---------- 288

Figura 6. 32 – Deformações no maciço adjacente ao suporte nos eixos de simetria da estação e eixo menor da elipse – Cálculo Final Salgueiros ---------- 289

Figura 6. 33 – Extensões horizontais do maciço num alinhamento coincidente com o eixo longitudinal da estação ---------- 290

Figura 6. 34 - Extensões horizontais no maciço num alinhamento coincidente com o eixo menor da elipse ---------- 290

Figura 6. 35 - Perfil de assentamentos à superfície – Cálculo Final Salgueiros ---------- 291

Figura 6. 36 - Deslocamentos no suporte para o quadrante Norte/Poente – comparação entre as medições nos alvos e o resultado numérico do Cálculo Final ---------- 292

Figura 6. 37 – Levantamento a meio vão da viga transversal para o Cálculo Final da estação Salgueiros ---------- 293

Figura 6. 38 - Modelo de elementos finitos utilizado na simulação da viga transversal: a) vista tridimensional; b) corte transversal e fibras ---------- 295

Figura 6. 39 – Modelo numérico com a escora deformada: a) vista lateral com deformação após a aplicação do peso próprio; b) deformada final ---------- 297

Figura 6. 40 – Deslocamentos verticais no centro da viga: resultados monitorização versus previsões numéricas ---------- 298

Figura 6. 41 - Evolução das extensões nas armaduras no modelo de cálculo ---------- 299

Figura 6. 42 – Evolução das extensões a 16 cm da base no modelo de cálculo ---------- 300

Figura 6. 43 – Tensões finais (kPa) na secção de encastramento ---------- 301

Figura 6. 44 - Parâmetros para os quadrantes com melhores características geotécnicas ---------- 302

Figura 6. 45 – Deformações no maciço para os três alinhamentos notáveis da estação – Cálculo lado Nascente ---------- 303

Figura 6. 46 – Deformação registada nos Inclinómetros I1 e I2 e comparação com o cálculo numérico ---------- 303

ÍNDICE DE QUADROS

1
INTRODUÇÃO

Quadro 1. 1 - Valores típicos de parâmetros físicos de solos residuais do granito do Noroeste de Portugal (Matos Fernandes, 2006, adaptado de Viana da Fonseca, Matos Fernandes e Cardoso, 1997)----------5

Quadro 1. 2 – Parâmetros resistentes de alguns solos residuais do granito na região Norte de Portugal -Viana da Fonseca et al. (1994) ----------7

Quadro 1. 3 - Valores típicos de parâmetros físicos do solos residual do granito da estação Salgueiros----------8

2
COMPORTAMENTO DE POÇOS ELÍPTICOS PELO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL NA VERTICAL

Quadro 2. 1 – Esforço transverso resistente máximo de cascas sem armaduras de esforço transverso (kN/m) ---------- 35

Quadro 2. 2 – Momentos resistentes em flexão simples (kN.m/m) de diversas secções para diferentes configurações de armaduras – classe de betão C25/30---------- 36

Quadro 2. 3 – Variáveis condicionantes no comportamento dos poços elípticos construídos pelo Método de Escavação Sequencial---------- 50

Quadro 2. 4 – Estudos paramétricos relativos à geometria – variáveis objecto de parametrização51

Quadro 2. 5 - Estudos paramétricos relativos às características do suporte – variáveis objecto de parametrização---------- 69

Quadro 2. 6 - Estudos paramétricos relativos às características resistentes do maciço – variáveis objecto de parametrização e respectivos valores---------- 74

Quadro 2. 7 – Estudos paramétricos relativos à deformabilidade do maciço – variáveis objecto de parametrização---------- 81

3

SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO. CARACTERIZAÇÃO EM CONDIÇÕES NÃO SATURADAS

Quadro 3. 1 – Métodos para medição de sucção Ridley & Wray (1995) ----------104

Quadro 3. 2 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção e somatório dos desvios entre os resultados experimentais obtidos através das placas de sucção e previsões----------118

Quadro 3. 3 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção e somatório dos desvios entre os resultados experimentais obtidos através do papel de filtro e previsões ----------118

Quadro 3. 4 – Resultados de resistência residual nos vários ensaios de corte directo realizados122

Quadro 3. 5 – Variação do módulo de deformabilidade para vários níveis de deformação – Ensaios triaxiais clássicos ----------130

Quadro 3. 6 – Variação do módulo de deformabilidade para vários níveis de deformação------132

Quadro 3. 7 – Programa de ensaios triaxiais em condições não saturadas----------146

Quadro 3. 8 – Etapas do ensaio CL_σ_v300_Su150----------149

Quadro 3. 9 – Taxas de corte típicas em ensaios triaxiais com sucção controlada Delage (2004)151

Quadro 3. 10 – Valores máximos de tensões na rotura para os vários ensaios de compressão por alívio da tensão lateral----------152

Quadro 3. 11 – Parâmetros de ajuste para vários valores do ângulo de atrito do material-----156

Quadro 3. 12 – Alguns valores de ângulos de atrito com respeito à sucção em solos residuais 156

Quadro 3. 13 – Módulo de deformabilidade para os vários ensaios em função do nível de deformação----------160

Quadro 3. 14 – Parâmetros da expressão de Janbu para os vários ensaios não saturados realizados----------163

Quadro 3. 15 – Variações volumétricas associadas à aplicação da sucção do ensaio ----------164

4

CARACTERIZAÇÃO IN SITU DOS SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO

Quadro 4. 1 – Definição das unidades geotécnicas no projecto de execução----------172

Quadro 4. 2 – Gama de parâmetros geotécnicos a considerar no projecto ----------173

Quadro 4. 3 – Parâmetros de projecto para as várias unidades geotécnicas----------173

Quadro 4. 4 – Resumo dos resultados relativos ao Pressiómetro de Ménard----------180

Quadro 4. 5 – Valores do módulo de deformabilidade tangente inicial e módulo de Young derivados a partir dos ensaios com o Pressiómetro de Ménard ----------181

Quadro 4. 6 – Valores dos coeficientes de permeabilidade médios em cada uma das sondagens183

Quadro 4. 7 - Valores dos coeficientes de permeabilidade médios às diversas profundidades --183

Quadro 4. 8 – Profundidade de realização dos vários ensaios com o SBP----------190

Quadro 4. 9 – Valores de ϕ' e ψ obtidos nos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador usando a metodologia proposta por Hughes et al. (1997) ----------195

Quadro 4. 10 – Valores de K_0 resultantes da interpretação dos ensaios SBP ----------198

Quadro 4. 11 – Resultados obtidos para os ensaios no furo P1----------201

Quadro 4. 12 – Parâmetros obtidos através da modelação numérica dos ensaios assumindo coesões não nulas e variando o valor do coeficiente de impulso em repouso do terreno ---------202

Quadro 4. 13 – Apresentação dos parâmetros de rigidez obtidos nos ensaios e na rectroanálise numérica----------206

5

DESCRIÇÃO E ANÁLISE DA ESTAÇÃO SALGUEIROS

Quadro 5. 1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão em cubos para a viga transversal----------242

6

ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTAÇÃO SALGUEIROS

Quadro 6. 1 – Equações constitutivas presentes no programa CODE_BRIGHT ---------- 246

Quadro 6. 2 – Fases de cálculo assumidas na modelação tridimensional da estação Salgueiros 250

Quadro 6. 3 – Módulos de distorção *in situ* na proximidade do local onde se recolheram os blocos para posterior análise laboratorial ---------- 256

Quadro 6. 4 – Módulos de distorção G^0 nas amostras de laboratório com recurso à técnica dos bender elements ---------- 256

Quadro 6. 5 – Esforços a meio vão da viga transversal ---------- 281

Quadro 6. 6 – Esforços de continuidade na secção de encastramento retirados do Cálculo Final da estação Salgueiros ---------- 296

Quadro 6. 7 – Características resistentes e de deformabilidade consideradas na modelação numérica da viga transversal ---------- 296

SIMBOLOGIA

Alfabeto latino

a, b, c Parâmetros de ajuste da curva de retenção

C Parâmetro definidor da rigidez

c Coesão

c' Coesão efectiva

c_M Correcção de rigidez da membrana

D Matriz de rigidez

e Índice de vazios

E Módulo de deformabilidade

E_0 Módulo de deformabilidade tangente inicial

f Parâmetro que controla a não linearidade da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico

F^p Função de potencial plástico

g Parâmetro que controla a não linearidade da curva tensão-deformação no modelo hiperbólico

G Módulo de distorção

G_0 Módulo de distorção máximo

G_s Densidade das partículas sólidas

H Profundidade de escavação de um poço

h Espessura do suporte

h_{anel} Altura de escavação de cada anel

I_D Índice de compacidade

I_p Índice de plasticidade do solo

J Segundo invariante do tensor distorcional

K	Relação entre tensões efectivas verticais e horizontais no terreno
k	Parâmetro da expressão de *Janbu*
k	Coeficiente de permeabilidade do maciço
K_0	Coeficiente de impulso em repouso do terreno
K_a	Coeficiente de impulso activo do terreno
M	Módulo de deformabilidade da membrana
n	Porosidade do maciço
n	Parâmetro da expressão de *Janbu*
N	Carga vertical
N_{SPT}	Número de pancadas do ensaio SPT
p	Pressão aplicada sobre um depósito
p	Pressão na cavidade no Pressiómetro
p'	Tensão média
p'_{crit}	Tensão média necessária para eliminar a dilatância
p_a	Pressão atmosférica
P_g	Pressão de gás
P_l	Pressão de um líquido
R	Raio de escavação
r_0	Raio do Pressiómetro Autoperfurador
S	Grau de saturação
s	Semi-soma da maior e menor tensão total principal
S	Inclinação do gráfico expansão da cavidade em escala logarítmica
s'	Semi-soma da maior e menor tensão efectiva principal
s_u	Resistência puramente coesiva de um material
t	Semidiferença da maior e da menor tensão principal
T	Temperatura
u	Deslocamento
u_a	Pressão de ar
u_w	Pressão de água
V	Volume

V_s Velocidade de propagação das ondas sísmicas

V_w Volume da parte líquida

W Grau de alteração

w Teor em água do solo

w Deformada horizontal de uma casca

w_L Limite de liquidez do solo

W_s Peso da parte sólida num solo

W_w Peso de água num solo

z Cota de um ponto

Alfabeto grego

Θ Teor em água normalizado

Ψ Ângulo de dilatância do maciço

Ψ Sucção Total

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

χ Parâmetro dependente do grau de saturação para a definição dos parâmetros resistentes

δ Deslocamento

ε_a Extensão axial

ϕ' Ângulo de atrito

ϕ'_{cv} Ângulo de atrito a volume constante

ϕ^b Ângulo de atrito com respeito à sucção

γ Peso volúmico do solo

γ_d Peso volúmico seco do solo

γ_s Peso volúmico das partículas sólidas

μ Momento reduzido em secções de betão armado

ν Coeficiente de *Poisson*

θ Ângulo de Lode

θ_r Teor em água volumétrico residual

θ_s Teor em água volumétrico na saturação

θ_ω Teor em água volumétrico

ρ	Massa volúmica
σ''_h	Tensão líquida horizontal
σ''_v	Tensão líquida vertical
σ'_h	Tensão efectiva horizontal
σ'_v	Tensão efectiva vertical
σ_h	Tensão total horizontal
σ_v	Tensão total vertical
τ	Tensão tangencial ou de corte

Siglas

CH	*Cross-Hole*
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
LVDT	Linear Variable Displacement Transducer
MES	Método de Escavação Sequencial
MP	Metro do Porto
MPP	Motor Passo a Passo
NM	Normetro
PM	Pressiómetro de *Ménard*
SBP	Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge*
SPT	*Standard Penetration Test*
UPC	Universidade Politécnica da Catalunha

1
INTRODUÇÃO

1.1 Motivação e temas

A construção do Metro do Porto constituiu, nesta cidade, um laboratório geotécnico único, não apenas pela dimensão global do trabalho, mas também pela diversidade e magnificência de algumas das soluções adoptadas. Num período longo da sua vida profissional, o autor da dissertação exerceu funções de coordenação de projecto na empresa responsável pela construção da primeira fase do Metro Ligeiro do Porto, período esse em que a convivência diária com as dificuldades associadas à construção e projecto de obras geotécnicas foi acicatando o desejo de dedicar algum tempo a um estudo mais ponderado e detalhado sobre alguns problemas geotécnicos daquela empreitada.

De entre as obras realizadas, desde logo as estações Salgueiros e Marquês se posicionaram entre as mais interessantes. A sua forma elíptica, tirando amplo partido da mobilização do efeito de arco do solo, produziu escavações que aliaram a espectacularidade geométrica a um desempenho económico absolutamente notável. A isto acresce o facto de, percebendo-se conceptualmente bem o seu comportamento, este tipo de realizações ser muito original, sem haver referências bibliográficas ao assunto ou exemplos abundantes da sua utilização, mesmo quando se olha para o panorama internacional.

Naturalmente que o comportamento das estruturas geotécnicas tem sempre uma enorme dependência dos terrenos circundantes, pelo que contribuir para uma melhor caracterização dos solos residuais do granito, preponderantes à superfície na cidade do Porto, se revelou, também, um imperativo do estudo. Particularmente, a condição não saturada do terreno parece ter uma importância proeminente no desempenho global destas estruturas. O estudo de solos não saturados é um dos temas com maior acuidade na geotecnia actual. Esta combinação de factores conduziu a que este trabalho fosse grandemente devotado ao estudo de solos residuais, com natural ênfase para o solo residual do granito do Porto, e o seu comportamento em condições não saturadas.

A conjugação dos dois assuntos atrás apresentada, escavação de poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial e solos residuais em condições não saturadas, constitui uma temática

abrangente, audaciosa e simultaneamente de enorme interesse científico/económico, à qual se dedica o presente trabalho.

Entende-se que esta tese constitui um trabalho não apenas de dissertação científica mas também, e sobretudo, uma reflexão de engenheiro. Partindo da experiência de uma realização concreta, ao longo do trabalho procura-se tecer comentários e chegar a parâmetros que estão necessariamente ligados à necessidade de, no exercício prático de engenharia, tomar decisões. Assim, corre-se porventura o risco de apontar valores para uma ou outra variável, não esquecendo nunca que, do ponto de vista conceptual, muito poderia ser discutido e investigado à volta do assunto mas, crê o autor, que tal opção poderá ter alguma utilidade para quem consulta o documento pois o "*caminho faz-se caminhando*"[1].

1. 2 Organização da tese

Os solos residuais do granito do Porto são um material ao qual o grupo de geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto tem dedicado bastante atenção, em especial desde Viana da Fonseca (1996), pelo que se conhecem razoavelmente bem as propriedades típicas deste tipo de solos. No entanto, e em consequência da elevada heterogeneidade que caracteriza estes materiais, cada local específico apresenta especificidades e parâmetros próprios que importa conhecer antes de se avançar para um estudo de detalhe.

As obras geotécnicas de maior dimensão obrigam a uma cuidadosa caracterização, trabalho que no caso da estação Salgueiros já havia sido realizado e que, naturalmente, foi aproveitado no âmbito desta dissertação. Assim, ainda neste primeiro capítulo apresentar-se-ão as principais características dos materiais estudados, nomeadamente as propriedades físicas do solo residual da estação Salgueiros, local onde se recolheram as amostras para posteriores ensaios de laboratório e se realizaram os ensaios de campo adicionais, já no âmbito desta tese.

No Capítulo 2 apresenta-se um estudo paramétrico dos poços elípticos construídos pelo Método de Escavação Sequencial, procurando-se perceber, ainda que de uma forma relativamente abrangente, qual a influência da geometria da escavação, das principais características do terreno e das propriedades do suporte no comportamento geral deste tipo de obras. Ainda nesse capítulo, procura-se perceber as trajectórias de tensões típicas, o que permitirá justificar algumas das opções tomadas nos trabalhos de caracterização laboratorial e de campo.

O Capítulo 3 está dedicado aos trabalhos de caracterização laboratorial do solo residual da estação Salgueiros. As escavações em apreço foram realizadas em condições não saturadas pelo que é importante que a caracterização do material seja feita atendendo a essa condição específica. No âmbito da dissertação concebeu-se, desenvolveu-se e aplicou-se um equipamento para a realização de ensaios em condições não saturadas, o qual é apresentado e descrito neste capítulo. Além disso, apresentam-se e discutem-se os resultados de um vasto programa de ensaios triaxiais, devotando-se especial ênfase à vintena de ensaios triaxiais em condições não saturadas.

[1] Título de poema do poeta espanhol António Machado (1875 – 1939)

Apesar da caracterização geotécnica existente no âmbito do projecto de execução da estação Salgueiros ter contemplado um número muito significativo de ensaios de campo, alguns aspectos careciam de mais e melhor informação, pelo que se realizou uma campanha complementar de ensaios *in situ*, com o objectivo bem definido de melhor caracterizar parâmetros específicos. Incluiu-se nesta campanha um conjunto de ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge*, com o principal objectivo de determinar o coeficiente de impulso em repouso do solo, um conjunto de ensaios sísmicos entre furos e mais 4 sondagens. Todos estes trabalhos serão apresentados ao longo do Capítulo 4.

Ainda no Capítulo 4, descreve-se uma instalação piloto, implementada no *campus* da FEUP, a qual teve como objectivo melhor conhecer os perfis de sucção reais em profundidade.

O Capítulo 5 é dedicado à descrição pormenorizada da estação Salgueiros, obra que, como já referido, constituiu a principal referência desta tese. São apresentados e detalhadamente discutidos todos os resultados de monitorização existentes, de forma a se compreender o comportamento global da obra e os principais fenómenos geotécnicos e estruturais presentes.

Finalmente, o Capítulo 6 é dedicado à modelação numérica da estação Salgueiros propriamente dita. Apresentar-se-ão os principais parâmetros adoptados, bem como a sua justificação. O modelo utilizado é aqui descrito e faz-se uma comparação detalhada entre os resultados do modelo numérico e o comportamento geral observado.

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

1.3 Breve resumo das características típicas dos solos residuais do granito do Porto

1.3.1 Processo de formação e perfis típicos de alteração

Um dos principais agentes a actuar num maciço rochoso é a percolação de água que percorre as descontinuidades da rocha mãe. Portanto, a presença de descontinuidades e, nomeadamente, o seu número, constituem factores determinantes da apetência para a alteração do material, sendo que essa alteração é, substancialmente, consequência da circulação de água. As descontinuidades do maciço rochoso e as suas causas são, assim, determinantes na definição da alteração da rocha mãe.

O processo de alteração começa por afectar os feldspatos da rocha mãe, transformando-os em minerais de argila, no final do processo de meteorização. O quartzo apresenta geralmente graus de alteração muito reduzidos porque se forma em condições de pressão e temperatura menos afastadas das que actualmente prevalecem. As zonas com mais intensos processos de alteração produzem materiais classificados como W5 ou W6, de acordo com a ISRM (1980) e IAEG (1981) descritos do seguinte modo:

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

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

A título exemplificativo apresenta-se na Figura 1. 1 um perfil típico de alteração de um maciço granítico, apresentado por Little (1969).

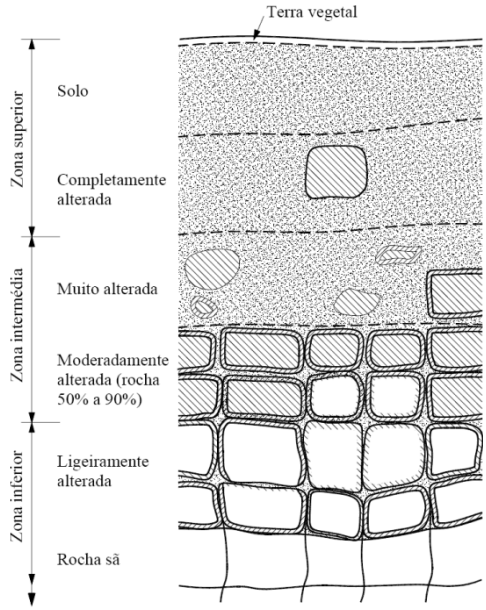


Figura 1. 1 – Perfil típico de um maciço rochoso de granito com zona superficial alterada e com solo residual Little (1969)

Refira-se que a grande maioria dos solos residuais do Porto se enquadram dentro do grau de alteração W5 (Viana da Fonseca, 2003). Viana da Fonseca (1996) afirma ainda que os perfis de alteração em solo atingem profundidades típicas máximas da ordem dos 20,0 *m,* sendo que os valores mais comuns variam entre os 5,0 e os 9,0 *m.* A propósito deste aspecto, refira-se que a construção do Metro do Porto obrigou à construção de cerca de uma dezena de estações enterradas com profundidades da ordem dos 20,0 *m,* pelo que é interessante analisar-se o padrão geral destas obras, uma vez que diz respeito à zona especificamente estudada no âmbito desta dissertação. Assim, em 7 dessas estações encontraram-se solos residuais até profundidades iguais ou superiores a 20,0 *m* (Topa Gomes et al., 2002). Numa dessas estações, Heroísmo, o material tipo solo foi encontrado debaixo de uma laje de granito com grau de alteração W3 e espessura de quase 10,0 *m.* Já na construção dos túneis urbanos da cidade do Porto se encontraram perfis de alteração até profundidades próximas dos 20,0 *m* Topa Gomes (1998). Pode-se então afirmar que, no caso particular da cidade do Porto, as profundidades de alteração com grau W5 atingem com regularidade os 20,0 *m,* ultrapassando até em algumas situações essa profundidade.

Um outro aspecto a referir é o andamento comummente errático e heterogéneo dos perfis de alteração. É frequente o aparecimento de perfis de alteração com cerca de 20,0 *m* de profundidade adjacentes a afloramentos rochosos relativamente pouco alterados. Também usual

é o aparecimento de blocos rochosos relativamente pouco alterados no meio de material já completamente meteorizado.

A classificação e análise deste tipo de materiais obrigam ao uso de critérios distintos dos habitualmente usados na Mecânica dos Solos clássica. Parâmetros como os limites de Atterberg e o índice de vazios não são suficientes para o estudo destes solos, sendo muito mais relevante o grau de alteração do material e a respectiva preservação da fábrica e matriz inicial. É esta característica que determina o maior ou menor grau de cimentação entre grãos e, em consequência, o comportamento do solo.

A elevada heterogeneidade e as diferenças de comportamento existentes mesmo quando os solos apresentam índices físicos semelhantes obrigam, nesta fase do conhecimento, a uma caracterização específica de forma a se conhecer em rigor o comportamento de um dado solo.

Salienta-se que não é objectivo deste capítulo introdutório a descrição exaustiva dos solos residuais uma vez que, em primeiro lugar, extravasa o âmbito desta dissertação, e, não menos importante, trabalhos recentes de Viana da Fonseca (Viana da Fonseca & Coutinho, 2008; Viana da Fonseca, 2003; Viana da Fonseca, 1996) constituem um estado da arte muito actual e exaustivo.

1.3.2 Índices físicos mais comuns dos solos residuais

Os solos residuais do granito possuem um conjunto de propriedades físicas muito variáveis e que dependem muito do seu grau de alteração. Em qualquer dos casos é importante conhecer quais os intervalos de variação comuns dessas propriedades, para se perceber até que ponto o material estudado e caracterizado no âmbito desta tese se enquadra dentro dos valores correntes para este tipo de solos e, consequentemente, são aplicáveis as conclusões e correlações presentes na bibliografia da especialidade.

O Quadro 1. 1, apresentado por Matos Fernandes (2006) faz um breve resumo daquilo que são os índices físicos característicos dos solos residuais do granito na região Norte de Portugal.

Quadro 1. 1 - Valores típicos de parâmetros físicos de solos residuais do granito do Noroeste de Portugal (Matos Fernandes, 2006, adaptado de Viana da Fonseca, Matos Fernandes e Cardoso, 1997)

γ_s (1) (kN/m³)	w_L (2) (%)	I_p (2) (%)	w (%)	S (%)	e	γ (kN/m³)
25,5-26,7	25-40	<13	10-30	60-100	0,40-0,85	17,0-22,0

(1) É também o peso volúmico do granito são

(2) Frequentemente os solos são não plásticos

Um outro aspecto muito relevante prende-se com a granulometria deste tipo de solos uma vez que pode, de alguma forma, fornecer uma indicação do grau de alteração do material. Viana da Fonseca et al. (1994) apresentaram um conjunto de resultados relativos a um número muito significativo de solos residuais do granito do Porto, no qual incluíram um fuso correspondente a mais de 100 curvas. A Figura 1. 2 apresenta as curvas granulométricas que constituíram o resultado desse trabalho.

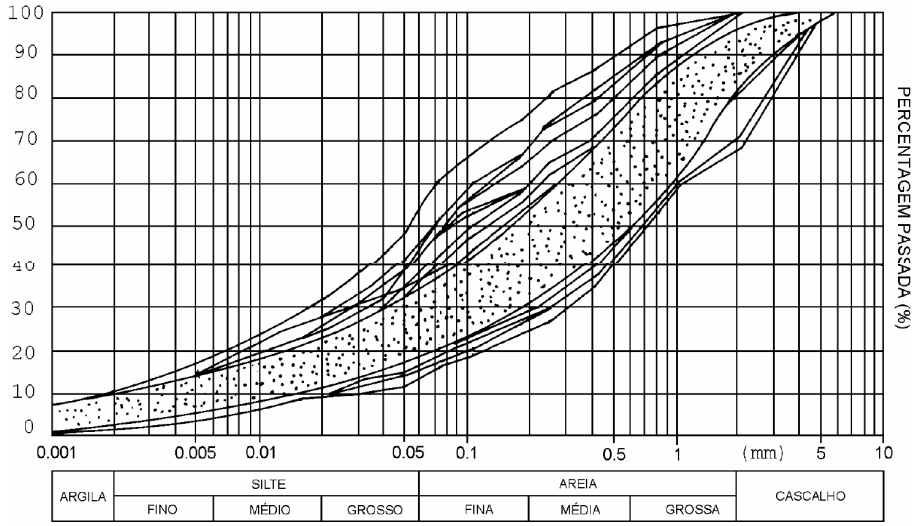


Figura 1. 2 – Curvas granulométricas de solos residuais do granito do Norte de Portugal, Viana da Fonseca et al. (1994)

Observando as curvas anteriores, pode-se afirmar que, em termos granulométricos, os solos residuais apresentam uma granulometria bastante extensa, com presença de todo o tipo de fracções. A fracção argilosa, embora presente, possui normalmente percentagens inferiores a 10% e a fracção fina, no seu total, possui valores entre 20% e 35%. A areia constitui a fracção predominante, com valores que podem atingir os 60% do peso total. A fracção de cascalho está sempre presente, podendo representar perto de 20% do peso total do material.

1.3.3 Resistência e deformabilidade dos solos residuais do granito

Tendo presente a vasta área de predominância destes solos na região Norte de Portugal, é grande o número de determinações quer de parâmetros resistentes quer de parâmetros de deformabilidade. Viana da Fonseca et al. (1994) apresentaram um conjunto de resultados bastante vasto de parâmetros resistentes de solos residuais do granito no Norte de Portugal, que são resumidos no Quadro 1. 2.

É sabido que estes solos apresentam uma heterogeneidade muito significativa, dependendo enormemente a resistência do grau de alteração do respectivo solo. Acresce que factores como a condição não saturada, o confinamento e a qualidade da amostragem nos ensaios de laboratório têm uma influência primordial nos resultados obtidos. Assim, o quadro anterior não pode senão servir como uma primeira referência dos parâmetros típicos destes solos.

Já no que refere à deformabilidade, o assunto é bastante mais complexo uma vez que ao conjunto de fenómenos referido no parágrafo anterior acresce que a definição de qualquer parâmetro característico de deformabilidade depende do nível de deformação para o qual se efectua a sua determinação. Assim, optar-se-á por discutir este tema aquando da apresentação dos resultados dos ensaios realizados.

Quadro 1. 2 – Parâmetros resistentes de alguns solos residuais do granito na região Norte de Portugal - Viana da Fonseca et al. (1994)

Local	Tipo de Ensaio	$\phi'(^0)$	c'(kPa)	N_{SPT}
S. João Madeira	CIU Comp. Axial (w_0)	34-35	2-45	7-15
Porto (cidade)	CID Comp. Axial (w_0)	28-31	17-34	12-17
		32	23	15-20
		37	5	>60
		30-33	40-52	-
	CID Ext. Lateral	31	18	15-20
Porto (cidade)	CIU Comp. Axial	33	24	10-16
		27	25	17
		37	32	22-32
Matosinhos (Porto de Leixões)	CIU Comp. Axial	36-39	2-5	15-30
		45-47	6-9	30-60
		46	16	>60
Túnel Gaia	CIU (saturada) Comp. Axial (D100)	29-33	5-55	20-40
	CIU (saturada) Comp. Axial (D58)	31-38	6-43	20-40
	CID (w_0) Comp. Axial (D100)	27-33	9-27	20-40
	CID (w_0) Comp. Axial (D38)	35-39	7	20-40
	D=100 (remoldado)	32	0	-
	CIU (saturada)	35	0	20-60
	CID (w_0)	30-40	30-40	20-60
	CID (w_0)	35	25	3-24
Braga	CIU (D100)	32-41	0-3	-
	CID (D100)	25-32	4-46	-

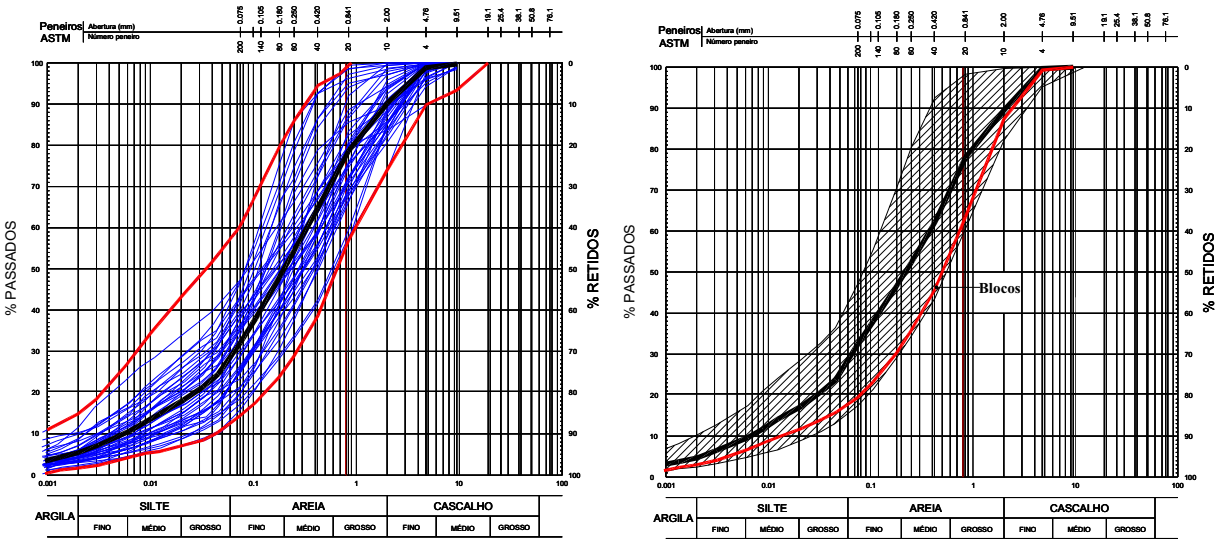
1.4 O solo residual da estação Salgueiros

1.4.1 Descrição geológica

Na consulta da carta geológica da carta geotécnica do Porto – escala 1/10000 – a estação Salgueiros situa-se numa zona onde predomina um granito de duas micas, de grão médio ou médio a fino designado por granito do Porto. Pontualmente poderão existir aluviões nesta zona, apesar de no local não se ter detectado evidências desta unidade.

1.4.2 Propriedades físicas do solo residual de Salgueiros

Entre o estudo geológico geotécnico realizado durante a fase do projecto de execução e os trabalhos de caracterização efectuados já no âmbito desta dissertação realizou-se um elevado número de análises granulométricas, o que permitiu definir, com algum detalhe, um fuso característico do material. A Figura 1. 3a) apresenta todas as curvas granulométricas obtidas, num total de 44 análises granulométricas. Já na Figura 1. 3b) apresenta-se um fuso onde estão incluídas 90% das curvas obtidas. Nesta figura apresenta-se ainda a curva média de todos os testes realizados e a curva média referente aos 4 blocos de material recolhidos *in situ,* e que posteriormente serviram para a realização dos ensaios de laboratório.



a) b)

Figura 1. 3 – a) Curvas granulométricas obtidas na caracterização do solo residual da estação Salgueiros; b) Fuso com 90% das curvas ensaiadas, com inclusão da curva média e da curva média do material recolhido em blocos

A comparação das curvas anteriores com as curvas típicas apresentadas na Figura 1. 2 permite afirmar que o material estudado no âmbito desta dissertação se enquadra bastante bem dentro do fuso apresentado por Viana da Fonseca et al. (1994). Refira-se no entanto que o material recolhido em blocos, para posterior realização de ensaios de laboratório, se apresenta mais grosseiro do que a média, embora ainda dentro do fuso correspondente a 90%.

O elevado número de ensaios realizados permitiu ainda a determinação de outras características físicas, cujo resultado se apresenta no Quadro 1. 3. Entre parêntesis e a negrito encontra-se o valor médio dos vários parâmetros. De acordo com a classificação unificada de solos – ASTM – o material estudado classifica-se, na sua maioria, como SM, areia siltosa.

Quadro 1. 3 - Valores típicos de parâmetros físicos do solos residual do granito da estação Salgueiros

γ_s (kN/m³)	w_L (%)	I_p (%)	e	γ_d (kN/m³)
25,4-27,7	26-32	<11	0,30-0,76	15,0-20,4
(26,5)			**(0,55)**	**(17,2)**

No quadro anterior optou-se por, em comparação com o Quadro 1. 1, excluir os parâmetros grau de saturação, S, e teor em água, w, uma vez que o rebaixamento do nível freático, a que o local foi sujeito em fase de obra, conduziria a valores destes parâmetros artificialmente criados. A mesma razão levou a que se apresentasse o peso volúmico seco em vez do peso volúmico do material.

Da análise dos resultados anteriores, pode-se afirmar que o material aqui estudado se enquadra relativamente bem dentro das características médias dos solos residuais do granito, embora em algumas situações se apresente mais grosseiro, decorrendo daí necessárias diferenças de comportamento que se explorarão ao longo do trabalho.

2

COMPORTAMENTO DE POÇOS ELÍPTICOS PELO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL NA VERTICAL

2.1 Nota Introdutória

A aplicação do tradicional "Método Austríaco para construção de túneis" à direcção vertical parece, à primeira vista, uma transformação simples, quase óbvia, na medida em que a mobilização do efeito de arco nos terrenos circundantes permite a obtenção de uma estrutura geotécnica onde o maciço a escavar é encarado também como parte da solução e não só como o problema. Acresce que o uso do espaço subterrâneo tem assumido importância crescente (Assis, 2004), muito graças à falta de espaço superficial nas grandes cidades, e, concomitantemente, as técnicas de escavação e suporte deste tipo de obras, bem como os materiais utilizados, têm evoluído notavelmente.

Mesmo perante as aparentes vantagens resultantes do enquadramento acima referido, os exemplos de aplicação do Método de Escavação Sequencial na direcção vertical são reduzidos, não havendo, praticamente, referências bibliográficas ou bons manuais de projecto para o dimensionamento deste tipo de estruturas. O aguçado espírito engenhoso da mente humana tem levado à aplicação pontual da técnica, havendo exemplos dispersos da sua aplicação por todo o mundo, sendo no entanto o Brasil o berço da sua concepção e aplicação, pelo menos com as dimensões aqui apresentadas. A intervenção de uma empresa de projecto brasileira introduziu estas soluções em Portugal, praticamente em simultâneo no Metro do Porto e no Metro de Lisboa.

No Metro do Porto os poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial foram usados de forma mais espectacular nas estações do Marquês, primeiro, e depois em Salgueiros. Nestes casos os poços constituíram o corpo da estação, sendo o Método de Escavação Sequencial na vertical praticamente a única metodologia utilizada para escavação. Dado o sucesso da

intervenção, a técnica foi ainda utilizada em outras estações, com poços de menor dimensão e como forma de materializar o acesso a escavações profundas, em zonas onde a escassez de espaço superficial obrigou à abertura de outras frentes de acesso.

Neste capítulo procura-se dar uma panorâmica geral da aplicação do Método de Escavação Sequencial (MES), começando-se por apresentar sumariamente exemplos conhecidos de aplicação deste tipo de soluções. Posteriormente discutem-se os aspectos práticos da sua aplicação, fazendo-se uma descrição sumária da metodologia e abordando-se temas como o planeamento e os aspectos económicos da solução. A última fase do capítulo é dedicada a um estudo paramétrico deste tipo de soluções, procurando-se desta forma perceber os principais aspectos que controlam e explicam a sua fenomenologia de comportamento.

2.2 Exemplos de Aplicação do Método de Escavação Sequencial em Portugal

2.2.1 Exemplos de Aplicação do Método no Metro do Porto

A aplicação do Método de Escavação Sequencial no Metro do Porto surgiu com a necessidade de procurar uma solução alternativa para a estação Marquês, em virtude da interferência da solução inicialmente preconizada com um número significativo dos plátanos centenários que existem nesta praça. Despontou então a solução de escavação de um poço central com forma elíptica, minimizando-se o número de plátanos afectados directamente pela sua escavação, por um lado, e pelos elementos exteriores à contenção, do género de ancoragens ou pregagens, por outro lado. A metodologia construtiva, com recurso a equipamentos mais ligeiros, garantiu ainda que não houvesse, durante a construção, acidentes associados à movimentação de equipamentos pesados num espaço tão exíguo. A Figura 2. 1 apresenta uma vista aérea da escavação para o poço central da estação Marquês, havendo uma descrição pormenorizada da obra em Franco et al. (2004).

Figura 2. 1 – Vista aérea da escavação do poço central da estação Marquês

A escavação do poço central para a estação Marquês materializou-se através de uma elipse com eixo maior de 48 m e eixo menor de 40 m. A profundidade de escavação foi de 27 m em materiais resultantes da alteração do granito. Grande parte da escavação ocorreu em solos residuais (W5), havendo contudo uma forte heterogeneidade entre lados distintos da escavação, resultado de um contacto abrupto e inclinado solo/rocha alterada, como consequência de uma falha com azimute 40^0 e inclinação de 80^0 para Sudeste.

Na sequência do sucesso da aplicação do MES na estação Marquês, uma solução similar foi adoptada para a estação Salgueiros, construída num antigo campo de futebol. Com total disponibilidade de espaço à superfície, a opção foi pela realização integral da estação a céu aberto pelo que a inscrição da forma rectangular numa forma elíptica exigiu que a escavação fosse materializada pela intersecção de duas elipses, tal como ilustra a Figura 2. 2, correspondente à fase final da escavação. As dimensões em planta máximas são de cerca de 80,0 m por 38,0 m e a altura de escavação é de aproximadamente 22,0 m. A descrição pormenorizada desta obra pode ser encontrada em Topa Gomes et al. (2008) e França et al. (2006).

Figura 2. 2 – Vista aérea da escavação de Salgueiros

Esta estação foi materializada com um enorme sucesso técnico-económico, o que reforça a necessidade de se compreender e estudar melhor este tipo de soluções. Por essa razão, os Capítulos 5 e 6 desta dissertação serão dedicados ao estudo pormenorizado desta obra.

Em face da versatilidade de aplicação do Método de Escavação Sequencial, estas soluções foram ainda adoptadas na construção de pequenos poços de acesso, noutras estações enterradas do sistema de Metro Ligeiro do Porto, de forma a aumentar o número de frentes de trabalho. Como exemplos pode-se referir as estações dos Combatentes, Faria de Guimarães e Bolhão. As Figuras 2.3 e 2.4 apresentam duas fotografias dessas obras. A primeira diz respeito à construção

de um poço de acesso à estação Bolhão e, a segunda, a um dos três poços de acesso à estação Faria de Guimarães.

Figura 2. 3 – Exemplo de construção de um poço de acesso na estação Bolhão

Figura 2. 4 - Exemplo de construção de um poço de acesso na estação Faria de Guimarães

A mesma técnica também foi já utilizada, com sucesso, no Metro de Lisboa e, dada a sua versatilidade e os exemplos de sucesso conhecidos neste passado recente, crê-se que a sua aplicação tenderá a generalizar-se, sendo portanto vital a boa compreensão da fenomenologia associada ao seu comportamento.

2.2.2 Aplicação do Método de Escavação Sequencial no Brasil

As obras em que o Método de Escavação Sequencial foi usado no Metro do Porto foram, todas, projectadas pela empresa de consultadoria brasileira *CJC Engenharia*, país onde estas soluções se encontram mais generalizadas. Particularmente no Metro de S. Paulo a técnica tem sido abundantemente utilizada, havendo exemplos de sucesso da sua generalização a poços com alguma assimetria, intersecção de 3 poços e escavação em etapas diferenciadas no tempo.

Mais do que entrar em detalhe sobre os méritos e especificidades de cada uma das soluções particulares, procura-se apresentar o que, até aos dias de hoje, tem sido realizado. Na Figura 2.5 mostram-se fotografias de dois poços circulares construídos com o recurso ao Método de Escavação Sequencial no Metro de S. Paulo, já na fase final da escavação. O primeiro, de acesso à estação Óscar Freire, tem um diâmetro próximo de 20 m enquanto o segundo, de acesso à estação Vila Prudente, tem um diâmetro maior, próximo de 50 m.

Figura 2. 5 – Poços circulares escavados pelo Método de Escavação Sequencial no Metro de S. Paulo: a) Poço Jardins – Acesso estação Óscar Freire – Linha 4 Metro S. Paulo; b) Poço Sul – estação Vila Prudente – Metro S. Paulo – *fotografias cedidas por CJC, Engenharia*

A Figura 2. 6 inclui uma fotografia do poço Belas Artes, de acesso à estação Paulista da linha 4 do Metro do S. Paulo. Esta obra tem a particularidade de resultar da intersecção de duas elipses, sendo que as vigas centrais se encontram em posição ligeiramente assimétrica, como resultado da escavação faseada dos dois poços na direcção longitudinal.

Figura 2. 6 – Poço Belas Artes – Acesso estação Paulista do Metro de S. Paulo (fotografia cedida por *CJC, Engenharia*)

A Figura 2. 7 ilustra a construção do poço estação da Luz por ser um dos primeiros exemplos de estrutura em que a composição em planta resulta da intersecção de 3 elipses. Esta solução garante uma maior flexibilidade na adaptação a uma geometria rectangular, como forma de combater a falta de espaço superficial ou de se minimizarem as sobreescavações.

Figura 2. 7 – Poço estação Luz – Linha 4 Metro S. Paulo (fotografia cedida por *CJC, Engenharia*)

A descrição destes trabalhos pode ser encontrada com mais detalhe em Campanhã (2008).

No que concerne a poços de grande diâmetro executados no Brasil é importante a referência ao poço da estação Pinheiros, também da linha 4 do Metro de S. Paulo, por, recentemente (Janeiro de 2007), nele ter ocorrido um acidente de grandes proporções. A Figura 2. 8 apresenta uma fotografia aérea da estação após o acidente.

Figura 2. 8 – Fotografia aérea após acidente na estação Pinheiros – Linha 4 do Metro de S. Paulo

As causas do acidente ainda não estão completamente esclarecidas, encontrando-se a discussão aberta. A propósito refere-se dois artigos em formato electrónico, um baseado num relatório do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de S. Paulo e outro num relatório do consórcio construtor (Maffei et al., 2008; International, 2008):

- http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/138/artigo102715-1.asp;

- http://www.tunnelsonline.info/story.asp?storycode=57792.

Em qualquer dos casos, os autores apontam no sentido de o acidente ter ocorrido no túnel, tendo a cratera correspondente propagado até ao poço visível na fotografia incluída na Figura 2. 8. Aliás, a fotografia acaba por evidenciar um comportamento bastante mais satisfatório que o que, à partida, se poderia presumir pois, apesar de se ter quebrado a continuidade do anel, uma parte do poço permaneceu ainda assim estável, mostrando uma elevada hiperstaticidade da estrutura.

2.3 Descrição da Metodologia Construtiva

2.3.1 Enquadramento

Os poços realizados pelo Método de Escavação Sequencial, na vertical, são concretizados por um conjunto de tarefas sequenciais que se assemelham às da construção de um túnel, com as diferenças resultantes da orientação da construção. Trata-se portanto de construções em que é elevada a interacção entre o maciço escavado e o suporte, colocado com a maior celeridade possível, a seguir à escavação.

Tipicamente, até ao passado recente, estas construções estavam associadas a maciços de boa qualidade (maciços rochosos) havendo poucos exemplos da sua construção em solos. Pode-se dizer que a utilização destes poços teve desenvolvimentos muito significativos na construção do Metro do Porto, parecendo ser viável a generalização da sua aplicação aos maciços terrosos, desde que tomadas adequadas medidas específicas.

A adopção de formas não estritamente circulares fornece uma nova liberdade de concepção aos projectistas, permitindo a adaptação de novas geometrias às necessidades volumétricas da obra a construir. Deste modo, diminui-se significativamente as sobreescavações, o que torna altamente competitiva a técnica.

Neste ponto apresenta-se genericamente o faseamento construtivo e os principais elementos estruturais que compõem as obras construídas pelo Método de Escavação Sequencial. Não se entrará em detalhes relativos a soluções variantes do método, focando-se a descrição só nos elementos que obrigatoriamente têm que fazer parte da solução.

2.3.2 Sequência Construtiva

De um modo simplificado pode-se dizer que uma construção com recurso ao Método de Escavação Sequencial se materializa à custa de, em fase sucessivas, se ir escavando pequenos avanços e aplicando, tão rapidamente quanto possível, o suporte provisório. É uma sequência em tudo idêntica à da construção de túneis, com a óbvia diferença destes terem um eixo tendencialmente horizontal enquanto as escavações objecto deste trabalho possuem eixos verticais. Passo fundamental é o rebaixamento do nível freático, que pode ser realizado previamente ou durante a escavação. A Figura 2. 9 ilustra o faseamento construtivo típico para um poço circular.

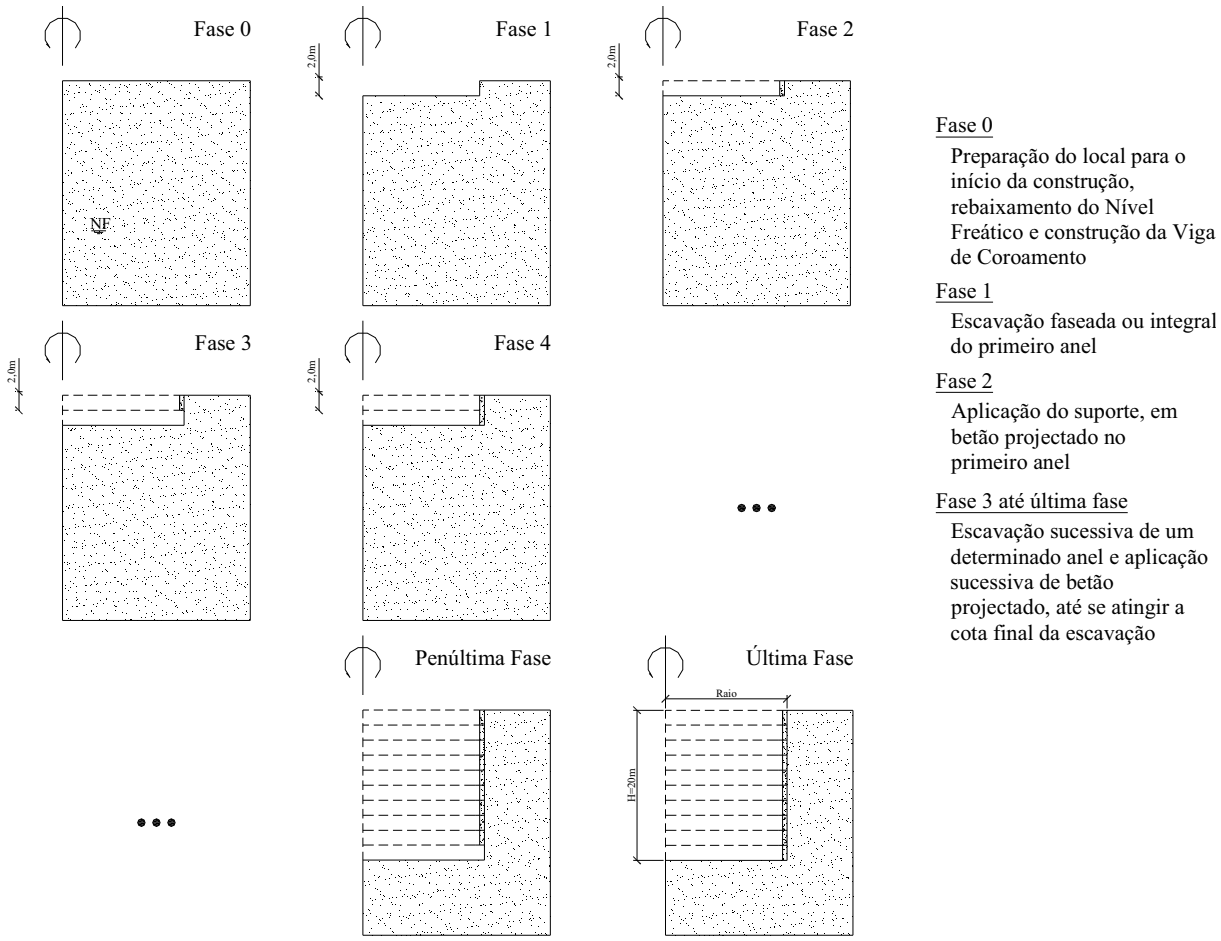


Figura 2. 9 – Ilustração da sequência construtiva de um poço circular usando o Método de Escavação Sequencial

A construção do poço inicia-se pela viga de coroamento, que funciona como um elemento de maior rigidez para o necessário controlo do início da escavação. A forma circular, ou aproximadamente circular, deste tipo de obras faz com que o suporte possua elevada rigidez, na medida em que se encontra fundamentalmente sujeito a esforços de membrana de compressão. Esta premissa não é contudo aplicável aos primeiros metros da escavação onde, em função das pequenas deformações registadas, os esforços de flexão assumem ainda alguma importância. Para obstar a esta limitação torna-se fundamental a construção da viga de coroamento, que deve ser mais rígida do que a generalidade do suporte.

A rigidez da viga de coroamento permite reduzir os movimentos em direcção à escavação na parte superior desta, por um lado, e garante o equilíbrio de carregamentos que não respeitem o carácter axissimétrico dos poços. Saliente-se que estes carregamentos são expectáveis devido às heterogeneidades dos terrenos, por um lado, mas sobretudo pela necessidade permanente da circulação de equipamentos e deposição de materiais próximos dos limites da escavação. É, no entanto, boa prática manter uma certa distância de segurança relativamente aos limites das escavações, evitando-se quer a circulação de viaturas quer o depósito de materiais.

Construída a viga de coroamento, a obra prossegue com a escavação do primeiro anel. A altura a adoptar para a construção de cada anel depende das condições do terreno, das dimensões em

planta da obra, da maior ou menor necessidade de limitar a deformação do suporte e os assentamentos à superfície e das próprias condições de estabilidade da face não suportada. Em qualquer dos casos essa altura é geralmente limitada ao máximo de 2,0 *m*, devido a aspectos práticos, uma vez que, sendo o suporte normalmente constituído por betão projectado, a utilização de alturas superiores obriga à utilização de meios elevatórios, encarecendo portanto esta operação.

Dependendo da dimensão em planta da obra, a escavação do anel pode ser completa ou realizada de forma faseada. A Figura 2. 10 apresenta o faseamento construtivo, em planta, adoptado na escavação da estação Salgueiros.

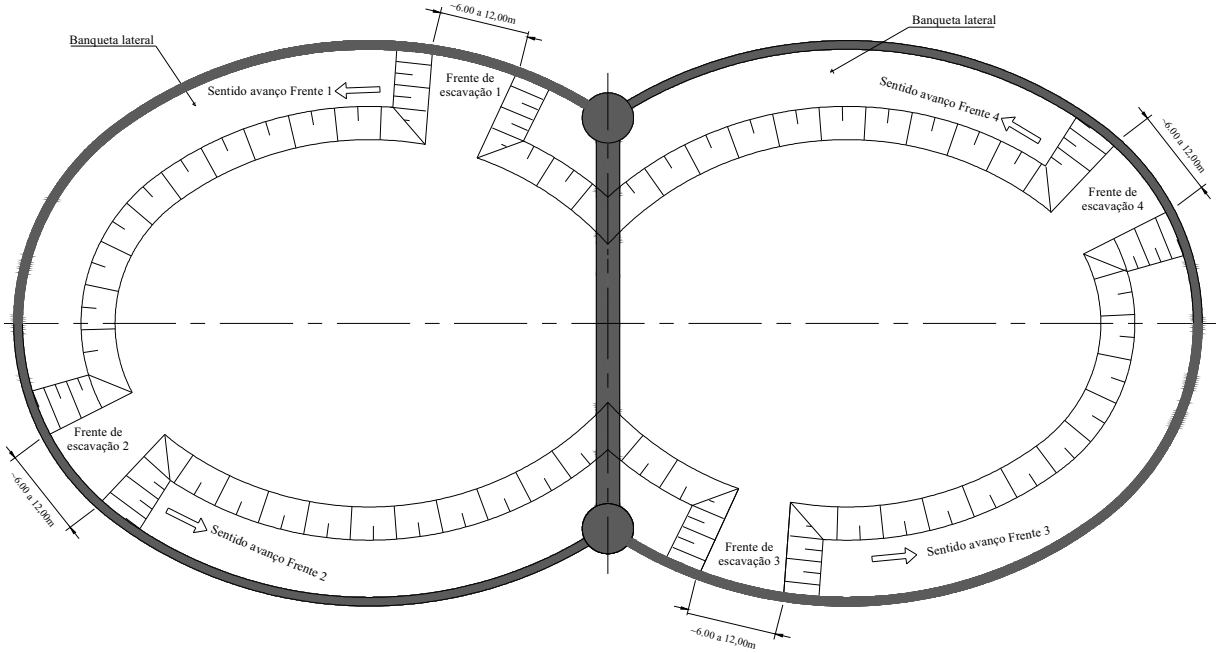


Figura 2. 10 – Esquema do faseamento construtivo, em planta, adoptado para a escavação dos vários anéis da estação Salgueiros (imagem adaptada do projecto – CJC, 2004)

Como se pode observar, o facto de a obra, em planta, ter dimensões muito significativas (cerca de 80 *m* de comprimento por 40 *m* de largura), permitiu avançar com 4 frentes de escavação simultâneas, reduzindo o tempo necessário para o término de cada um dos anéis. Note-se que (Figura 2. 10) a largura de cada um dos painéis abertos é variável, dependendo sobretudo da qualidade do maciço a escavar.

Imediatamente após a escavação de um determinado painel, deve ser aplicado o suporte que tipicamente é em betão projectado, sem qualquer tipo de elementos exteriores de apoio, tais como pregagens ou ancoragens. Esta necessidade de aplicação rápida do suporte está muito associada à conservação das propriedades do maciço, uma vez que a demora na aplicação conduz à degradação dessas propriedades, o que tem efeitos nefastos para a sua resistência e rigidez. A Figura 2. 11 apresenta duas fotografias relativas à colocação do suporte. Na primeira procede-se à instalação das armaduras após a aplicação de uma fina camada de betão projectado contra o terreno. Na segunda ilustra-se a projecção de betão num painel previamente aberto.

a) b)

Figura 2. 11 - a) Colocação de armaduras para posterior aplicação de betão projectado; b) projecção de betão

Relativamente à colocação do suporte, deve referir-se a necessidade de a projecção de betão ser feita de forma cuidada, de modo a evitar vazios por efeito de sombra na projecção. Também importante é a necessidade de se obterem resistências elevadas do betão nas primeiras horas após a projecção, de forma a se poder avançar para novas operações de escavação, razão pela qual o uso de aceleradores de presa é indispensável.

Refira-se ainda a necessidade de garantir a sobreposição de armaduras, quer na direcção vertical quer na direcção horizontal, de forma a garantir a continuidade estrutural do suporte. Tal obriga a que, em cada painel, a parte inferior das armaduras seja apoiada e revestida por terreno ou areia, previamente à projecção de betão, de forma a conseguir a sobreposição com as armaduras do painel seguinte.

Completada a construção de um anel o processo prossegue sucessivamente, anel a anel, até se atingir a cota final de escavação.

Em algumas situações o suporte pode possuir uma espessura variável, o que obriga a que, na projecção de betão, se façam as concordâncias entre as várias espessuras.

2.3.3 Principais vantagens da aplicação do Método de Escavação Sequencial

Falar das vantagens do Método de Escavação Sequencial para a elaboração de poços implica necessariamente tecer considerações sobre os aspectos económicos associados à aplicação do método. A melhoria do desempenho económico reflecte-se em duas vertentes igualmente importantes: economia de materiais e redução dos prazos de construção.

No que refere aos materiais, ao se conseguir que o suporte esteja sujeito basicamente a esforços de compressão, esforços para os quais o betão possui uma adequada resistência, obtém-se uma economia muito significativa quer do volume de betão a aplicar no suporte quer das próprias armaduras que constituem o seu reforço. De um modo simplificado pode-se dizer que nesta vertente a economia de materiais pode ser superior a 50% relativamente a soluções tradicionais, pese embora o maior custo do betão projectado relativamente ao betão moldado. Acresce ainda

que estas soluções não necessitam de elementos de contenção exteriores ao suporte, tais como ancoragens ou pregagens, o que se reflecte naturalmente numa significativa economia adicional.

No que refere à escavação propriamente dita, dois aspectos de carácter contraditório são responsáveis pela variação do custo total da construção. Por um lado, as formas em planta da maior parte das obras tendem a ser rectangulares, o que implica, no caso de adaptação a uma forma elíptica, sobreescavações que podem atingir ou mesmo ultrapassar os 30% do volume teórico necessário. Tal reflecte-se num importante aumento de custos, embora um maior rendimento da construção e o facto de o interior da escavação se encontrar completamente desimpedido possa permitir uma redução do custo unitário da escavação.

No que concerne ao planeamento das obras, para áreas em planta até 2000 m^2, é possível conseguir ritmos de escavação por anel próximos de uma semana. Saliente-se que, mesmo aumentando as dimensões em planta, o ritmo pode não ser muito distinto na medida em que se podem criar várias frentes de escavação dentro do mesmo anel (Figura 2. 10).

Em face do exposto, pode-se dizer que, em obras onde a disponibilidade de espaço superficial e a liberdade de ajustes geométricos em planta exista, o recurso a uma solução baseada no Método de Escavação Sequencial pode reflectir-se numa redução de custos de Contenção/Escavação que em algumas situações pode ultrapassar 30% do custo de uma solução tradicional. É pois de interesse inquestionável o estudo mais detalhado deste tipo de soluções, para que se atinja um domínio da sua fenomenologia de comportamento como ponto de partida para a elaboração de projectos seguros e bem fundamentados.

2.4 Solução teórica de um poço circular sujeito a uma carga crescente linearmente em profundidade

Em termos estruturais, os poços escavados pelo Método de Escavação Sequencial assemelham-se a uma casca uniforme, sujeita a uma carga com variação linear em profundidade. Entre as estruturas semelhantes podem-se referir os depósitos cilíndricos que armazenam diferentes tipos de sólidos ou líquidos. O comportamento deste tipo de estruturas encontra-se bastante detalhado em Timoshenko & Woinowsky Krieger (1959) e a sua compreensão constitui um passo importante para o domínio da tecnologia dos poços circulares, em especial no que refere ao género de esforços presentes.

Para tal considerou-se um depósito cilíndrico, sujeito a uma carga variável linearmente em profundidade, sendo essa variação comandada por um coeficiente equivalente ao coeficiente de impulso em repouso do solo em causa. Considerou-se a espessura da casca uniforme e, por analogia com os poços construídos pelo Método de Escavação Sequencial, em que, aquando da instalação do suporte, não há qualquer continuidade e consequentemente há total liberdade de rotação, admitiu-se a base do depósito simplesmente apoiada.

A Figura 2. 12 apresenta um esquema de um depósito cilíndrico, simplesmente apoiado na base, com a definição das variáveis que se utilizam nos cálculos que se seguem.

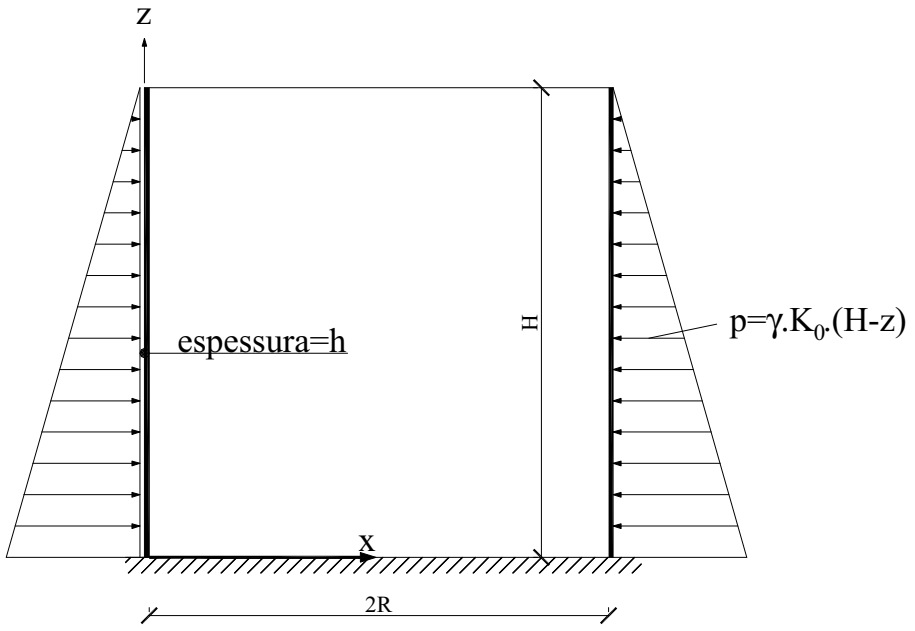


Figura 2. 12 – Esquema de cargas e definição de variáveis para um depósito cilíndrico simplesmente apoiado na base

Para estes depósitos a equação da deformada, w, pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{d^4w}{dz^4} + 4\beta^4 w = -\frac{\gamma K(H-z)}{D} \qquad 2.\ 1$$

Sendo a rigidez à flexão da casca, D, dado por:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \qquad 2.\ 2$$

Onde E é o módulo de *Young* do betão, ν o seu coeficiente de *Poisson* e h a espessura da casca. O coeficiente β é dado pela seguinte equação, em que R representa o raio do depósito:

$$\beta^4 = \frac{Eh}{4R^2D} = \frac{3\left(1-\nu^2\right)}{R^2h^2} \qquad 2.\ 3$$

Após integração de quarta ordem, impondo as condições fronteiras relativas à condição simplesmente apoiada na base, obtém-se a equação da deformada dada por:

$$w = -\frac{\gamma K_0 R^2}{Eh}\left\{H - z - e^{-\beta z}\left[H\cos(\beta z)\right]\right\} \qquad 2.\ 4$$

Os esforços axiais na direcção circunferencial, vulgo esforços de membrana, são dados pela expressão:

$$N = -\frac{Ehw}{R} = \gamma K_0 R\left\{H - z - e^{-\beta z}\left[H\cos(\beta z)\right]\right\} \qquad 2.\ 5$$

Os momentos flectores, que mais não são que a segunda derivada da deformada multiplicada pela rigidez à flexão da casca, são dados por:

$$M = -D\frac{d^2w}{dz^2} = \frac{\gamma K_0 RHh}{\sqrt{12\left(1-\nu^2\right)}}\left[e^{-\beta z}\,sin(\beta z)\right] \qquad 2.\ 6$$

Tendo presente as características que mais adiante se assumem para o Cálculo Base, procurou-se avaliar a evolução dos esforços em profundidade para um poço circular com raio de 15,0 *m*, profundidade de escavação de 20,0 *m* e 30 *cm* de espessura de suporte de betão. Para as propriedades deformacionais do betão assumiu-se um módulo de *Young* de 30 *GPa* e um coeficiente de Poisson de 0,2. Para definir as cargas actuantes sobre o suporte considerou-se a existência de um terreno com peso volúmico, γ, igual a 18,2 kN/m^3 e exercendo pressões horizontais equivalente às de repouso, com um valor do coeficiente de impulso em repouso, K_0, de 0,6. A Figura 2. 13 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais e dos esforços de membrana e a Figura 2. 14 a dos momentos flectores na direcção vertical, em profundidade.

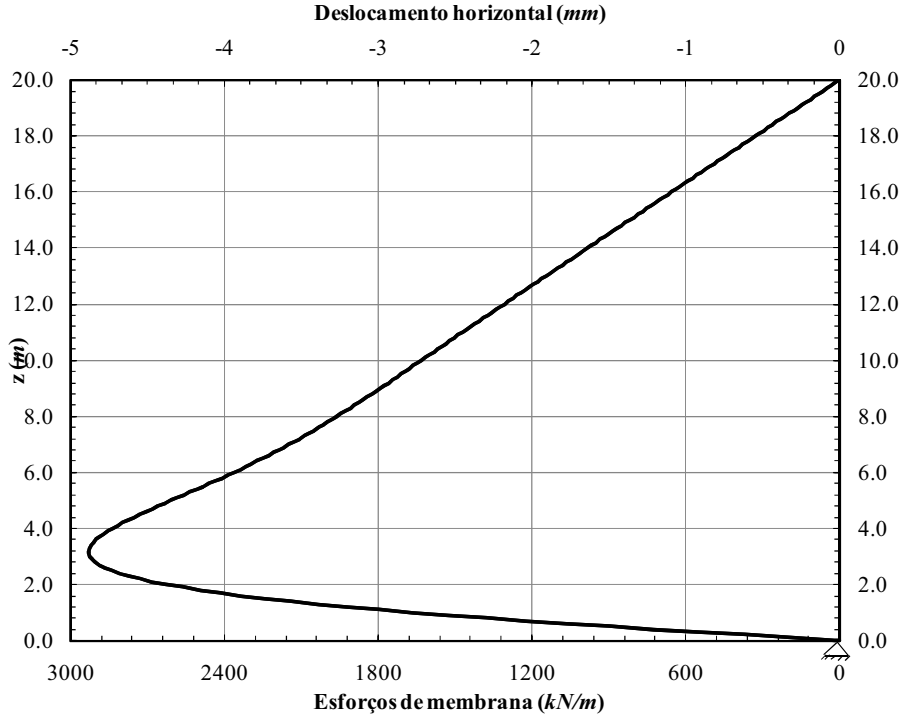


Figura 2. 13 – Evolução dos esforços de membrana e deformações horizontais para um poço sujeito a uma carga linearmente variável em profundidade

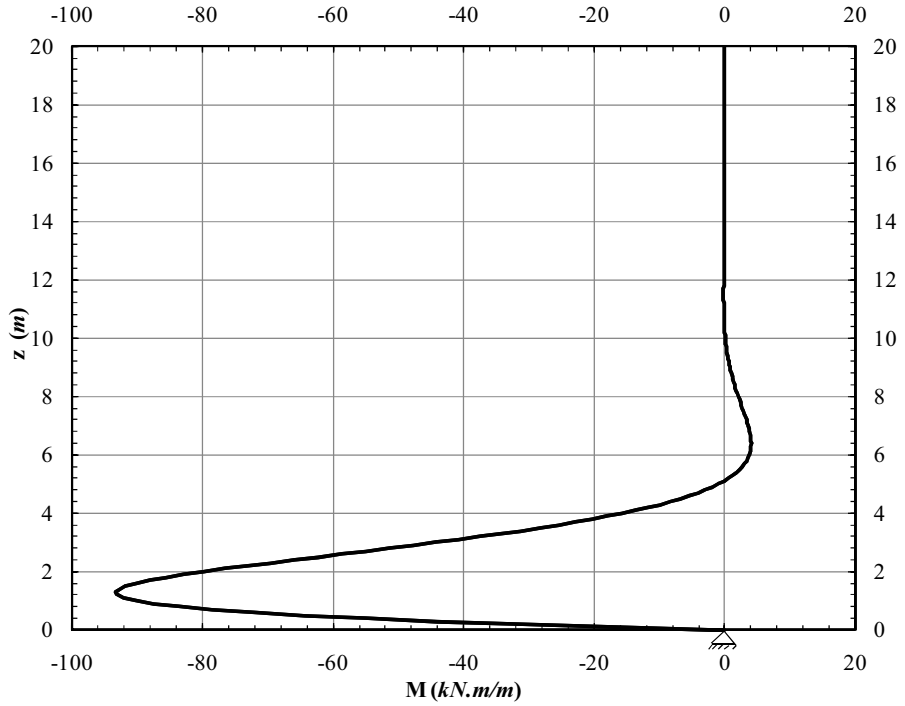


Figura 2. 14 – Evolução dos momentos flectores na direcção vertical para um poço sujeito a uma carga linearmente variável em profundidade

Um primeiro aspecto a referir relaciona-se com a total concordância das curvas correspondentes à deformação horizontal e aos esforços de membrana. Observando-se a equação 2. 5 verifica-se que estes dependem directamente da deformação horizontal do suporte. Estas variáveis crescem de forma praticamente linear em profundidade, havendo uma inversão próximo da base devido ao apoio existente.

No que refere aos momentos flectores, nota-se que no troço inicial estes são praticamente nulos devido à deformada quase linear. Na base, devido à inversão da curvatura do suporte, os momentos flectores crescem significativamente. Na base considerou-se a parede livre de rodar, o que corresponde a uma condição idêntica à dos poços construídos usando o Método de Escavação Sequencial já que, quando se instala o suporte, os momentos flectores são nulos.

2.5 Cálculo Base

2.5.1 Apresentação dos estudos

Dada a falta de referências bibliográficas aos poços construídos pelo Método de Escavação Sequencial, procura-se, numa primeira fase, realizar um conjunto de cálculos com uma obra suficientemente simples na forma para se compreender os principais aspectos do comportamento e a influência de parâmetros como a qualidade do maciço e a geometria da escavação nas deformações e esforços estruturais.

Começa-se por se dedicar atenção aos poços circulares, uma vez que eles estão na génese da concepção destas obras e, dado o seu carácter axissimétrico, são de modelação numérica bastante mais simples. Para se atingir esse desiderato começou por se definir um poço base,

circular, com o qual se procurou identificar os principais aspectos relacionados com o comportamento estrutural. A Figura 2. 15 apresenta as características geométricas e as propriedades geotécnicas do maciço da escavação que serviu como Cálculo Base.

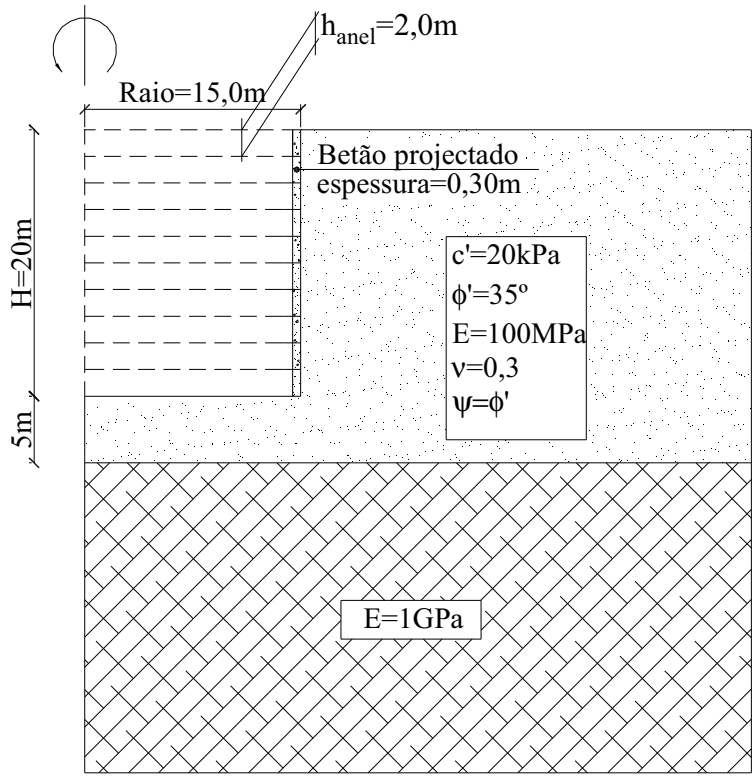


Figura 2. 15 – Características geométricas e parâmetros geotécnicos adoptados para o Cálculo Base

O Cálculo Base foi realizado considerando a escavação de um poço circular, com raio de 15 *m*, num solo uniforme. A espessura do suporte é de 0,30 *m*, constante ao longo dos 20 *m* de escavação. Como é pouco comum a ocorrência de solos residuais do granito do Porto a profundidades superiores a 25 *m,* considerou-se a existência de um material menos alterado (granito alterado a muito alterado) a partir dessa profundidade, eliminando-se assim parcialmente o efeito do levantamento do fundo de escavação associado à existência de um solo relativamente deformável ao longo de uma espessura muito significativa.

No que refere às características do solo onde se efectua a escavação, assumiu-se que a sua resistência pode ser definida pelo critério de rotura de *Mohr-Coulomb*, com um ângulo de atrito de 35^0 e uma coesão de 20 *kPa,* valores que se podem considerar representativos de um solo residual do granito. Assumiu-se o módulo de deformabilidade constante em profundidade, de valor 100 *MPa*, e o coeficiente de Poisson, ν, igual a 0,30. Atingida a cedência, admitiu-se que a deformação passa a ser comandada por uma lei de fluxo associada, com o ângulo de dilatância igual ao ângulo de atrito do terreno.

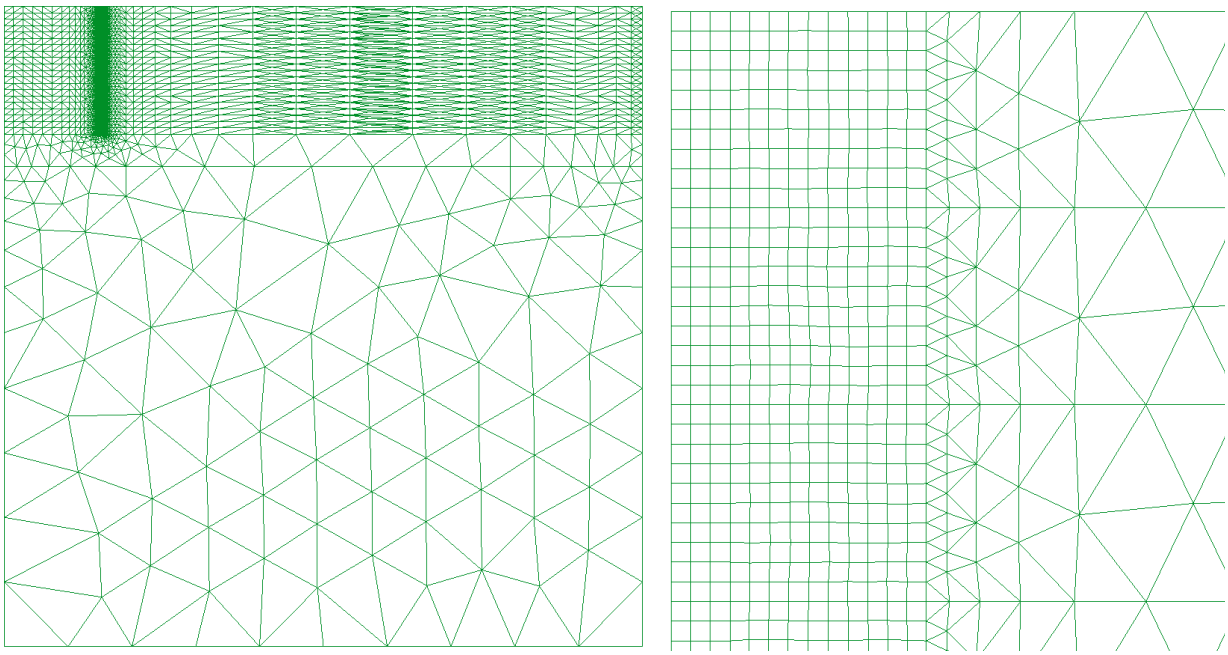
A contribuição dada pela sucção quer para a resistência quer para a deformabilidade dos solos residuais do granito assume uma importância muito significativa (Topa Gomes et al., 2008b; Topa Gomes et al., 2008c), o que sugere que a escavação deste género de poços, pelo menos em solos residuais do granito, seja realizada com o nível freático rebaixado. Assim sendo,

assumiu-se para o solo um peso volúmico médio de 18,2 kN/m^3, a que corresponde uma porosidade de 0,3 e uma densidade das partículas sólidas, G, de 2,65.

Quanto ao estrato de material menos alterado, admitiu-se que tinha um comportamento elástico linear com um módulo de deformabilidade igual a 1 *GPa*. Idêntico comportamento foi considerado para o betão projectado, assumindo-se um módulo de *Young* de 30 *GPa*.

No que diz respeito aos patamares de escavação, considerou-se que cada anel possui uma altura de 2,0 m.

Para se realizarem os cálculos utilizou-se um programa de elementos finitos designado por *CODE_BRIGHT*, desenvolvido pelo Departamento de Engenharia do Terreno, Cartografia e Geofísica da Universidade Politécnica da Catalunha (Olivella et al., 1996; Vaunat & Olivella, 2002). O código associa-se ao programa de pré e pós processamento *GID,* desenvolvido na mesma universidade mas já com carácter comercial. No Capítulo 6, onde se apresentam os cálculos mais elaborados dedicados à estação de Salgueiros, faz-se uma descrição mais alongada do código, juntamente com a pormenorização do modelo de comportamento adoptado.



a) b)

Figura 2. 16 – Malha de elementos finitos utilizada para os cálculos axissimétricos: a) malha geral; b) pormenor da malha na proximidade da face de escavação

Nos cálculos axissimétricos utilizaram-se malhas de elementos finitos combinando elementos com 3 e 4 pontos nodais. Os elementos triangulares possuem único ponto de *Gauss* e os quadrangulares quatro. Esta diferença resultou do facto de o gerador de malha utilizar por defeito elementos triangulares pelo que estes foram os elementos genericamente adoptados. Para o caso dos elementos do suporte, este tipo de elementos cria alguma dificuldade no cálculo posterior dos esforços, pelo que se utilizaram elementos com 4 nós. Na zona adjacente ao suporte, para evitar diferenças de rigidez muito significativas, utilizaram-se ainda elementos deste tipo. A Figura 2. 16 apresenta a malha de elementos finitos utilizada nos cálculos

axissimétricos. Trata-se de uma malha com 6388 pontos nodais, 8585 elementos triangulares e 2600 elementos quadrangulares usados na modelação do suporte e terreno adjacente. A malha tem uma largura e altura de 100 *m.*

No ponto que se segue apresenta-se os resultados mais significativos associados a este Cálculo Base.

2.5.2 Apresentação e Análise dos resultados do Cálculo Base

2.5.2.1 Deformações e deslocamentos

2.5.2.1.1 Comportamento global da escavação

Em primeiro lugar procura-se compreender o comportamento dos poços circulares focando a atenção nas deformações associadas às fases de escavação e instalação do suporte. Faz-se desta variável o ponto de partida da análise por se considerar ser a mais intuitiva e que, consolidada a sua compreensão, mais facilmente se pode aprofundar o conhecimento da fenomenologia de comportamento dos poços circulares construídos pelo Método de Escavação Sequencial.

A Figura 2. 17 apresenta as deformações horizontais do maciço após a conclusão da escavação. A Figura 2. 18 apresenta os deslocamentos verticais nas mesmas condições da figura anterior. Por defeito a unidade dos deslocamentos é o *m* e a unidade para tensões o *MPa.*

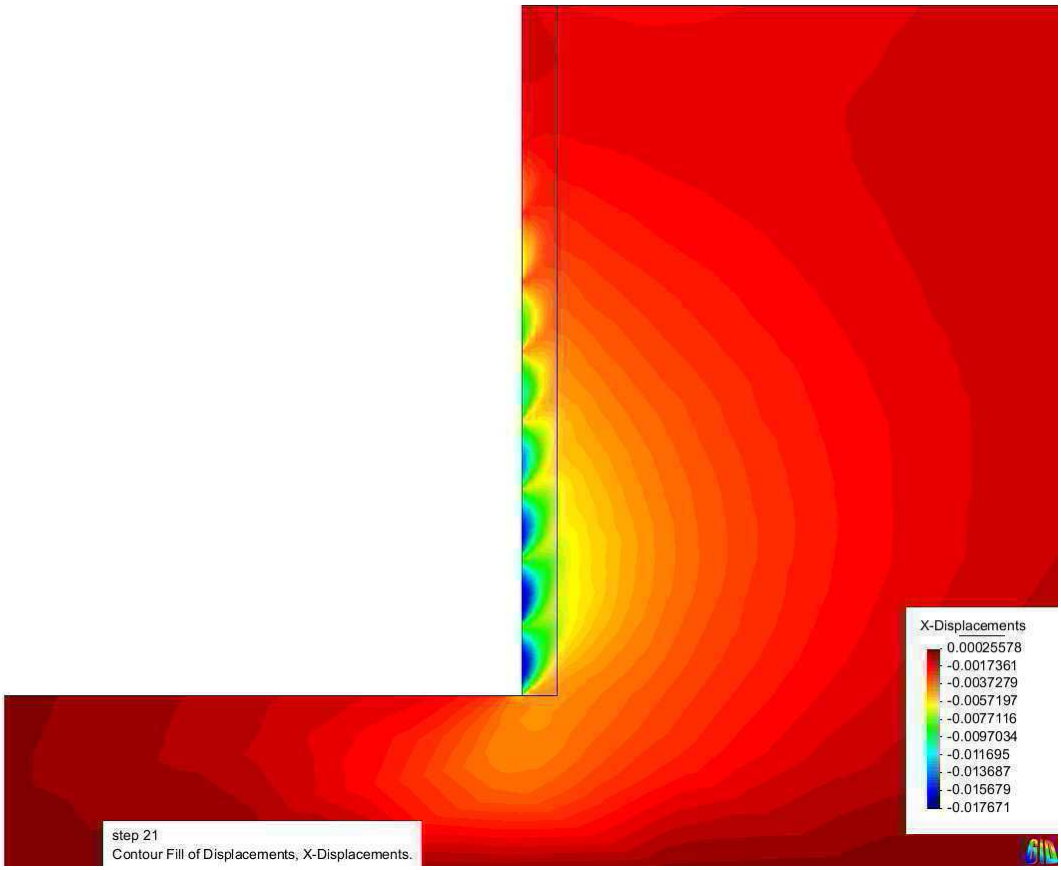


Figura 2. 17 – Deslocamentos horizontais no maciço na fase final de escavação *(m)* – Cálculo Base

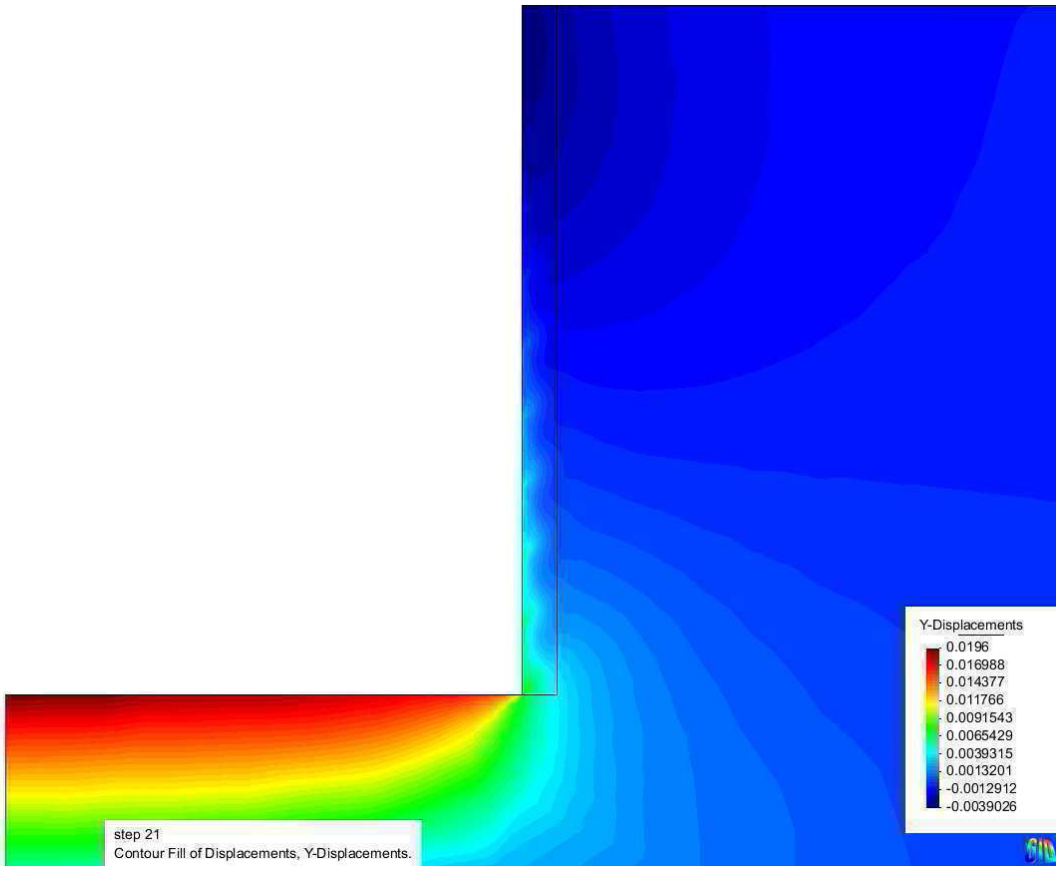


Figura 2. 18 – Deslocamentos verticais no maciço na fase final de escavação (m) – Cálculo Base

Da análise das duas figuras anteriores dá-se conta da existência de dois movimentos principais de todo o maciço: o movimento horizontal em direcção à escavação e o levantamento produzido pelo alívio de tensões associado à escavação. Mencione-se ainda que o movimento horizontal se estende além do fundo de escavação, contornando a base do suporte/escavação.

No que refere ao movimento em direcção à escavação, o seu valor máximo é de pequena magnitude, cerca de 1,8 *cm,* muito graças à elevada rigidez do suporte, onde predominam os esforços de membrana. Outro efeito claro nos deslocamentos horizontais está associado ao crescimento dos deslocamentos em profundidade. Mantendo-se as características do maciço em altura, o crescimento dos deslocamentos é monótono quase até à base da escavação.

Relativamente aos deslocamentos verticais, observa-se que o levantamento do fundo na zona central do poço assume ainda valores muito relevantes, cerca de 2 *cm*, o que corresponde a uma magnitude idêntica à do deslocamento horizontal máximo do suporte. Este efeito é muito amplificado pelo facto de se ter considerado um solo de características homogéneas, em termos de deformabilidade, até cerca de 25 m de profundidade, cenário que não se considera realista mas que facilita a compreensão dos fenómenos numa primeira abordagem.

A Figura 2. 19 apresenta os deslocamentos horizontais no maciço, imediatamente atrás do suporte, ao longo das várias fases de escavação. A traço mais grosso apresentam-se os deslocamentos finais. A Figura 2. 20 apresenta ainda, para o Cálculo Base, os deslocamentos incrementais correspondentes às várias fases de escavação.

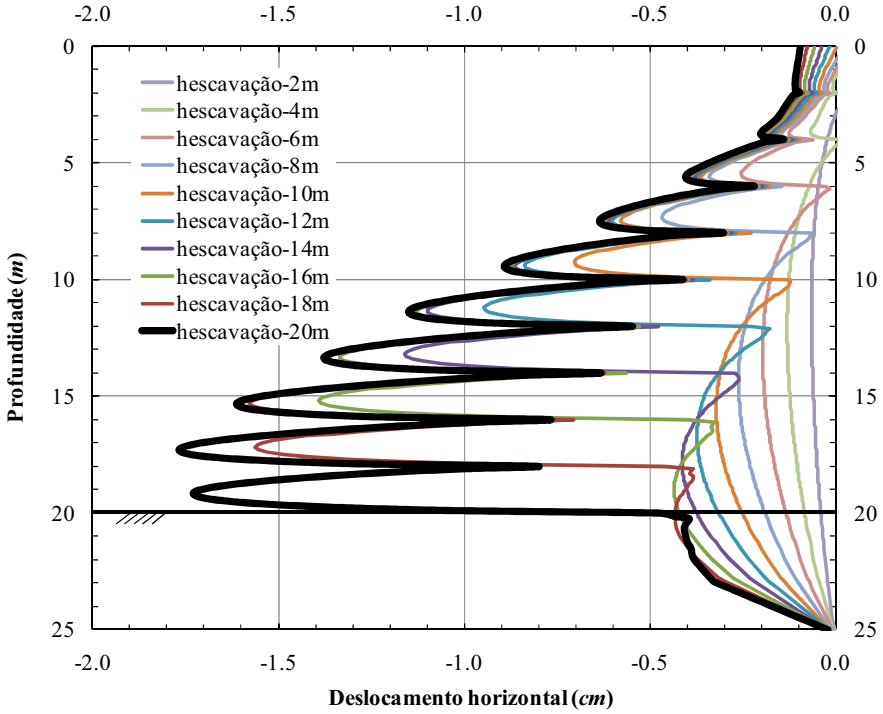


Figura 2. 19 – Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte ao longo das várias fases de escavação para o Cálculo Base

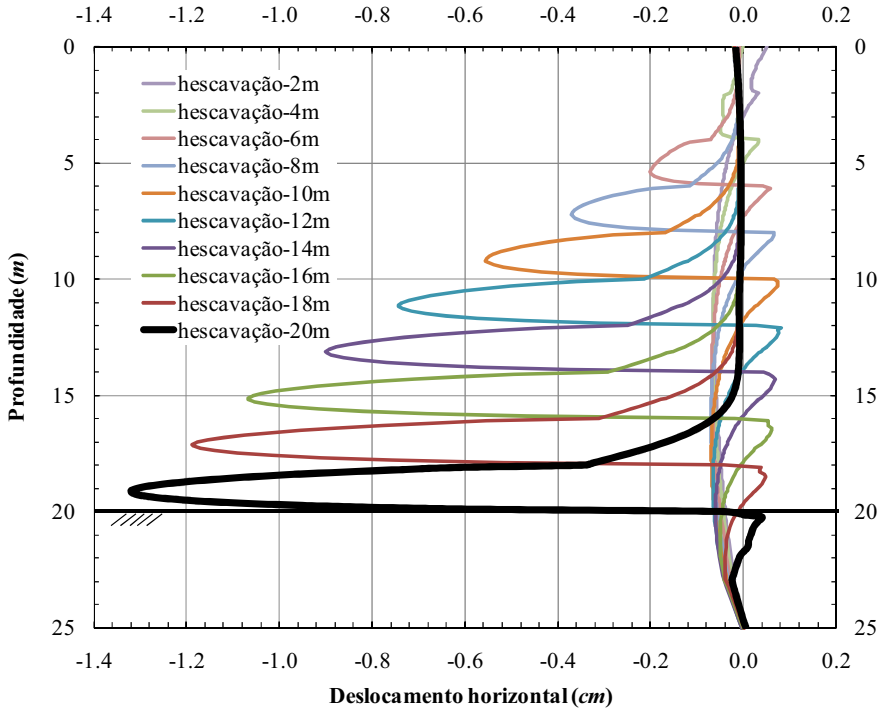


Figura 2. 20 – Deslocamentos horizontais incrementais ao longo das fases de escavação

No que respeita à evolução dos deslocamentos em profundidade, eles são tendencialmente crescentes até cerca de 17,0 m de profundidade, onde atingem o seu valor máximo. Tal efeito resulta de as tensões de confinamento serem crescentes em profundidade e, em consequência, o

alívio de tensões associado à escavação ser cada vez maior, o que produz um natural aumento das deformações, tanto mais que se mantiveram as características do solo em profundidade.

De referir também o aspecto dos deslocamentos possuírem uma variação muito significativa dentro de cada troço (antes da execução do correspondente anel de betão), conduzindo à formação de um número de "barrigas", no perfil final de deslocamentos, em número idêntico às fases de escavação. Tal comportamento resulta de, quando se procede à abertura de um painel, o solo se encontrar totalmente desconfinado ao longo da sua altura, que no caso do Cálculo Base corresponde a 2,0 *m.* Nos limites desta altura não suportada, o terreno encontra-se apoiado pelo anel de revestimento, do nível superior, e pelo solo, ainda por escavar, associado à base de escavação. Tal conduz a que o terreno da parte central do painel tenha maior facilidade em se deformar, produzindo o efeito atrás referido.

Um aspecto a mencionar prende-se com o facto de a grande maioria dos deslocamentos ocorrerem próximo da abertura do próprio painel. Observando-se, por exemplo, os deslocamentos incrementais associados à última fase de escavação, constata-se que o reflexo desta etapa apenas se sente até à profundidade aproximada de 15,0 *m*, ou seja, dois painéis acima. Ainda a realçar é a configuração dessa curva de deslocamentos incrementais. Tomando-se para análise a mesma curva, os deslocamentos entre as cotas -18,0 *m* e -20,0 *m* assemelham-se à deformada de uma viga simplesmente apoiada, o que corresponde ao apoio conferido nas extremidades do painel pelo suporte de betão executado até essa fase, imediatamente acima, e pelo terreno na base da escavação. Já entre a cota -18,0 *m* e -15,0 *m*, a deformada assemelha-se a uma viga em consola, em que a extremidade livre corresponde ao limite inferior do revestimento e a secção de encastramento à zona onde a rigidez de membrana do suporte passa a ser preponderante, em comparação com a rigidez à flexão do mesmo. Por fim refira-se que o deslocamento máximo aquando da abertura do painel é de quase 1,3 *cm*, aproximadamente a meia altura do troço, representando cerca de 75% dos deslocamentos totais.

Um último aspecto a referir prende-se com os deslocamentos à superfície, apresentando-se na Figura 2. 21 os deslocamentos horizontais e os assentamentos à superfície do terreno, correspondentes ao final da escavação.

O aspecto das curvas da Figura 2. 21 é idêntico ao aspecto evidenciado pelas curvas típicas de outras escavações (Guerra, 1999; Puller, 1996; Matos Fernandes, 1990). Os deslocamentos verticais possuem um forma parabólica, esvanecendo-se com a distância à frente de escavação. No caso presente, a uma distância de cerca de 15,0 *m*, o que corresponde ao raio da escavação, os assentamentos ficam praticamente estabilizados. Refira-se que o facto de se ter assumido um maciço uniforme ao longo de 25 *m* de espessura amplifica o efeito dos levantamentos devidos à escavação, pelo que as curvas anteriores devem ser olhadas com alguma reserva.

No que refere aos movimentos horizontais, são de pequena monta e nota-se que o seu máximo ocorre a cerca de 3 *m* da parede, diminuindo lentamente a partir deste ponto. Tal comportamento é também típico de estruturas de suporte de terras.

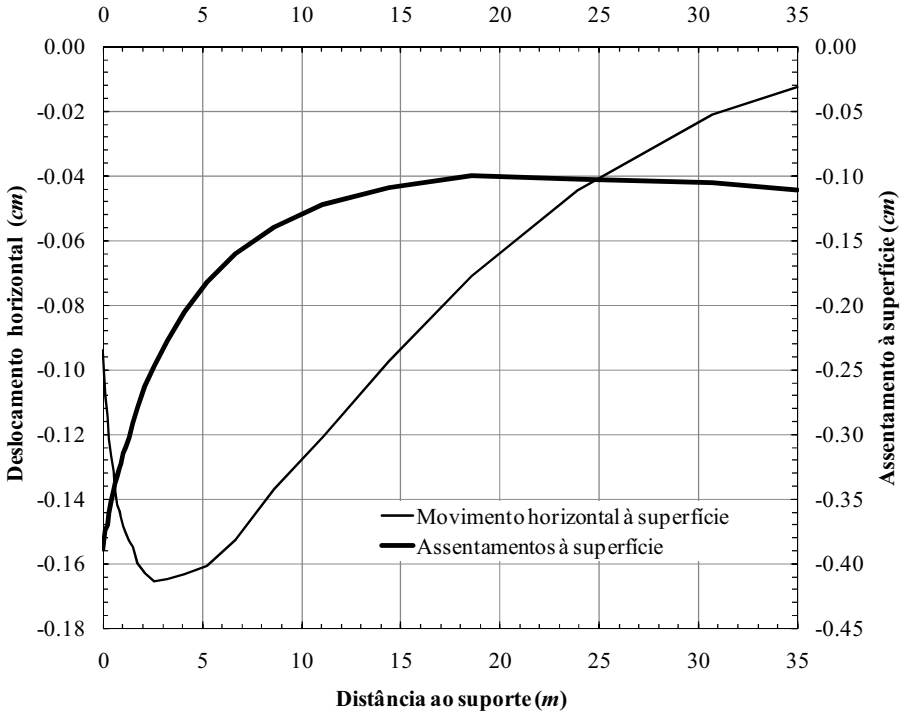


Figura 2. 21 – Deslocamentos horizontais e verticais à superfície – Cálculo Base

Relativamente aos movimentos à superfície devidos à escavação, refira-se que o modelo adoptado, considerando um módulo de deformabilidade constante até à cedência, não é o mais adequado para se caracterizar bem a bacia de subsidência. Para isso muito contribui o facto de em muitos dos pontos à superfície o nível de extensão ser relativamente reduzido e, como tal, o solo ter ainda um comportamento mais rígido. Assim sendo, para obter uma modelação numérica capaz de representar de forma fidedigna o perfil de assentamentos superficiais ter-se-ia que adoptar um modelo que fizesse variar a rigidez em função do nível de deformação Almeida e Sousa (1998). Uma sugestão seria a adopção de um modelo com variação logarítmica da relação tensão/deformação, tal como proposto por Puzrin & Burland (1996).

2.5.2.1.2 Deformações próximas da frente de escavação

Um dos aspectos que a Figura 2. 20 torna mais evidente é que grande parte dos deslocamentos ocorre na fase de escavação e nas fases anterior e subsequente. A mesma figura mostra que, a cada cota, os deslocamentos incrementais formam um pico, sinal do seu carácter eminentemente localizado. Tal representa uma diferença muito significativa relativamente aos túneis, onde a influência da frente se faz sentir até distâncias da ordem do diâmetro do túnel. Este aspecto torna necessária a discussão da evolução dos deslocamentos na zona próxima da base de escavação.

Na Figura 2. 22 apresenta-se, para dois pontos do painel correspondente ao sexto patamar de escavação (entre as cotas z=-10 m e z=-12 m), a evolução dos deslocamentos em função da distância ao fundo de escavação. Os pontos considerados correspondem a meia altura da escavação (z=-11 m) e à base da escavação (z=-12 m),

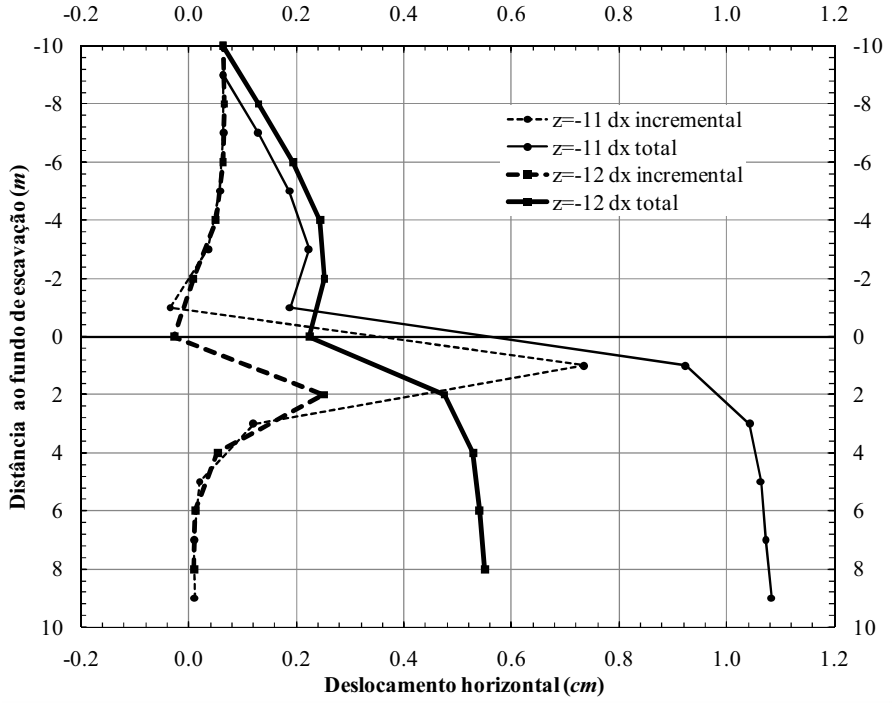


Figura 2. 22 – Evolução dos deslocamentos com a distância à base da escavação

Um primeiro aspecto a referir prende-se com a parcela dos deslocamentos ocorridos aquando da escavação do painel. No ponto correspondente à base do painel (cota z=-12 *m*), quase 40% dos deslocamentos ocorrem nessa fase enquanto que no, ponto a meio do painel, cerca de 70% dos movimentos ocorrem no período em que este não se encontra suportado. Esta diferença resulta de este último ponto se encontrar totalmente desconfinado na fase de escavação. Mesmo antes da escavação do ponto, nota-se o crescimento das deformações, sendo este crescimento muito mais importante no ponto na base do painel. A explicação para esse fenómeno reside no facto de haver uma muita significativa transferência de tensões para a base da escavação, funcionando esta base como uma escora, o que implica um crescimento importante dos deslocamentos. Esse fenómeno já havia sido observado na Figura 2. 17.

Também de referir é o facto de cerca de 3 anéis após a escavação, os deslocamentos já se encontrarem praticamente estabilizados. Tal pormenor constitui uma diferença muito marcante relativamente ao comportamento dos túneis e é motivado, em grande medida, pela elevada rigidez do suporte, uma vez que se trata de um poço circular com axissimetria de cargas.

A Figura 2. 23 apresenta os vectores deslocamento próximos do fundo da escavação associados apenas à fase de escavação agora em análise, logo incrementais.

A escavação e a transferência de tensões para o terreno abaixo da base, para que este terreno funcione como uma escora, obrigam a um levantamento deste e a um movimento em direcção ao centro da escavação. Refira-se que esse movimento não é mais intenso devido à rigidez extra conferida pelo facto de se estar a trabalhar com um modelo axissimétrico e de o forte alívio das tensões verticais implicar naturalmente uma diminuição das tensões horizontais, o que produziria um movimento em sentido contrário.

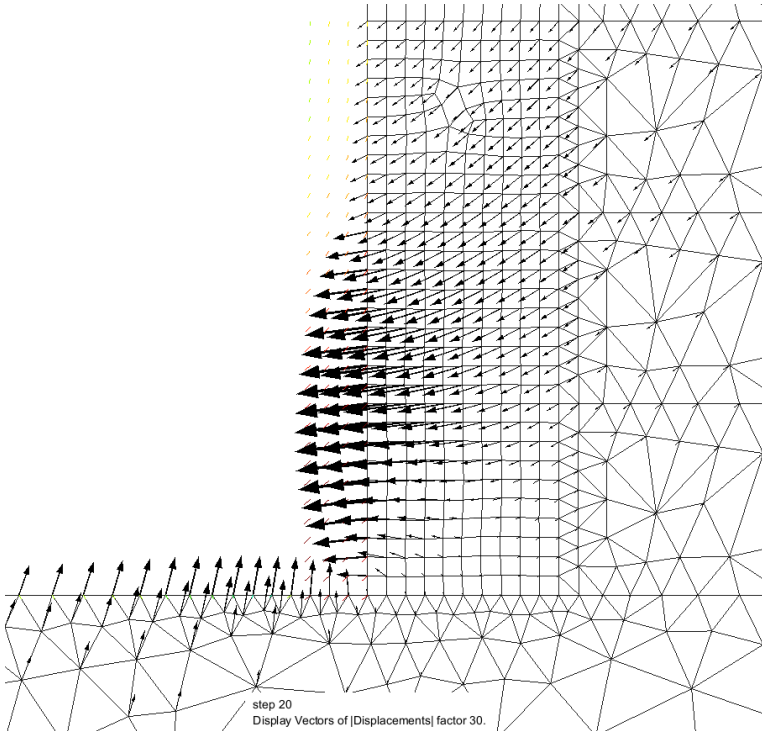


Figura 2. 23 – Vectores de deslocamento incrementais para a fase final de escavação

O carácter relativamente localizado das deformações na frente dá a entender que a altura de escavação pode assumir um papel muito relevante nos movimentos totais do maciço e, consequentemente, pode ser uma solução eficaz para a diminuição das deformações.

2.5.2.2 Comportamento do suporte

2.5.2.2.1 Deformações

Ao contrário do que se poderia pensar numa primeira análise, as deformações do suporte não são idênticas às deformações do maciço, tal como apresentadas na Figura 2. 17. Tal diferença resulta do facto de, quando se procede à instalação do suporte, a parcela mais significativa dos deslocamentos já ter ocorrido. Esta distinção é muito importante na medida em que ajuda à futura compreensão dos esforços instalados no suporte, já que apenas os movimentos que este sofre são responsáveis pelos seus esforços.

A Figura 2. 24 apresenta os deslocamentos horizontais que o suporte sofreu, sobrepostos com os deslocamentos teóricos apresentados no ponto 2.4. Os deslocamentos do suporte foram obtidos a partir do deslocamento horizontal do ponto do maciço adjacente, medidos a partir do momento em que se procedeu à instalação do betão projectado.

A comparação dos deslocamentos obtidos com os relativos ao cálculo teórico permite afirmar que a previsão máxima dos deslocamentos funciona relativamente bem até profundidades de cerca de 2/3 da altura total da escavação. A partir desta profundidade o afastamento é muito significativo, motivado pelo facto de a transferência de cargas na escavação não estar ainda completamente terminada. A diferença ao nível da base resulta também da diferença no modelo

já que, no cálculo teórico, os deslocamentos são nulos devido à existência de um apoio e, na escavação simulada, estes são nulos devido ao facto se a instalação do suporte ocorrer apenas após a escavação. Esta diferença de comportamento concentra cargas na base no cálculo teórico, ao passo que na escavação real essas cargas são praticamente nulas.

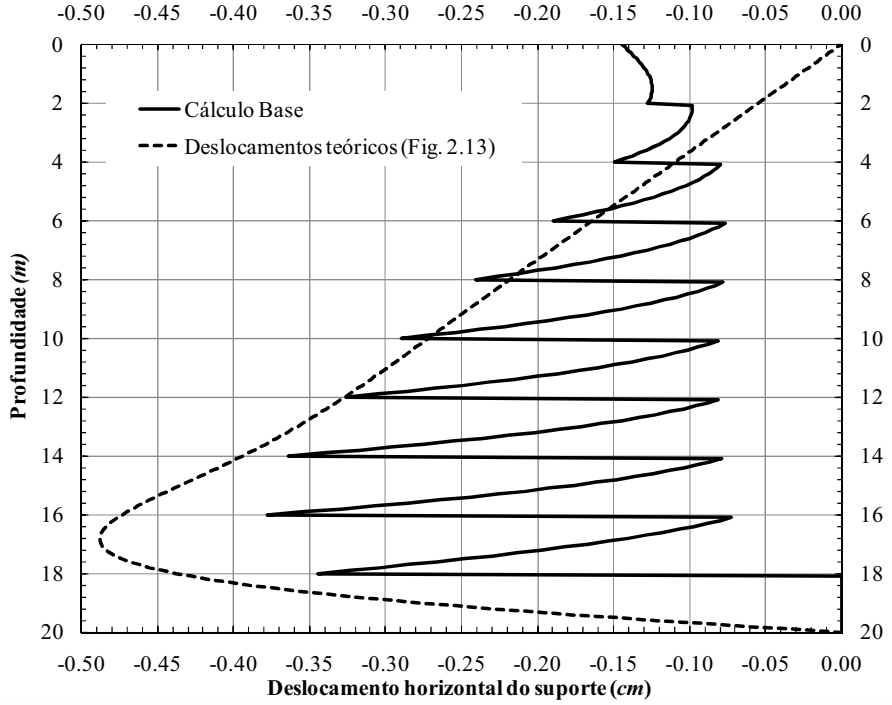


Figura 2. 24 – Deslocamentos horizontais do maciço para o Cálculo Base e sua comparação com os deslocamentos teóricos

No que refere à evolução da deformação do suporte no Cálculo Base, apresenta um andamento com máximos crescentes em profundidade, com excepção dos dois primeiros anéis, que apresentam um comportamento distinto. São ainda notórias diferenças muito significativas de deslocamentos dentro de cada anel.

O deslocamento crescente em profundidade está relacionado com o aumento do esforço ao nível de cada anel, resultado directo do crescente alívio de tensões em profundidade. Tal aspecto é ainda mais claro na medida em que se mantiveram as características resistentes e de rigidez do maciço ao longo de toda a altura escavada. Esclareça-se contudo que, quando se fala de deslocamento crescente, se fala do deslocamento máximo dentro de cada anel, uma vez que o deslocamento mínimo, no topo de cada anel é praticamente igual em todos os anéis.

O facto de o deslocamento mínimo ser praticamente igual em todos os anéis está associado à transferência de tensões, por efeito de arco, da parte não suportada para o suporte imediatamente acima, já instalado. Essa transferência é, no entanto, relativamente localizada, dando-se sobretudo para a parte inferior do painel já que o topo, a 2,0 *m,* se encontra demasiado distante. Este comportamento é a razão pela qual os esforços no topo de cada anel de betão projectado assumem valores reduzidos e idênticos ao longo de toda a altura de escavação.

A questão de a maior parte dos esforços ser equilibrada na fase subsequente à escavação pode ser confirmada quando se analisa o anel instalado entre os 14,0 m e os 16,0 m, uma vez que, sendo apenas escavados dois patamares após a sua instalação, se nota que o deslocamento máximo por ele sofrido se encontra já perfeitamente alinhado com a linha imaginária de deslocamentos máximos traçados a partir dos anéis anteriores. Fazendo o mesmo exercício para o anel entre os 16,0 m e os 18,0 m de profundidade, constata-se que os deslocamentos são inferiores, sinal óbvio que a redistribuição de tensões associada a uma fase de escavação posterior ainda faria crescer estes deslocamentos. No entanto, comparando os deslocamentos calculados com os que se obteriam considerando que o crescimento dos deslocamentos máximos por anel era linear, constata-se que 3/4 desses deslocamentos já ocorreram. Como já referido no ponto anterior, tal é uma diferença notória relativamente ao comportamento dos túneis, e resulta do facto de o suporte ter uma rigidez muito elevada, na medida em que predominam os esforços de membrana dado o carácter axissimétrico da escavação.

Da Figura 2. 24 importa ainda comentar que o andamento de deslocamentos claramente distinto no primeiro anel. Tal comportamento está associado ao facto de, instalado este suporte, a escavação do anel seguinte obrigar a uma redistribuição de tensões por efeito de arco na direcção vertical, para este anel, que, por ser o único, sofre uma deformação relevante. De igual forma à superfície, fruto da menor rigidez, os deslocamentos e esforços tendem a ser superiores.

2.5.2.2.2 Esforços

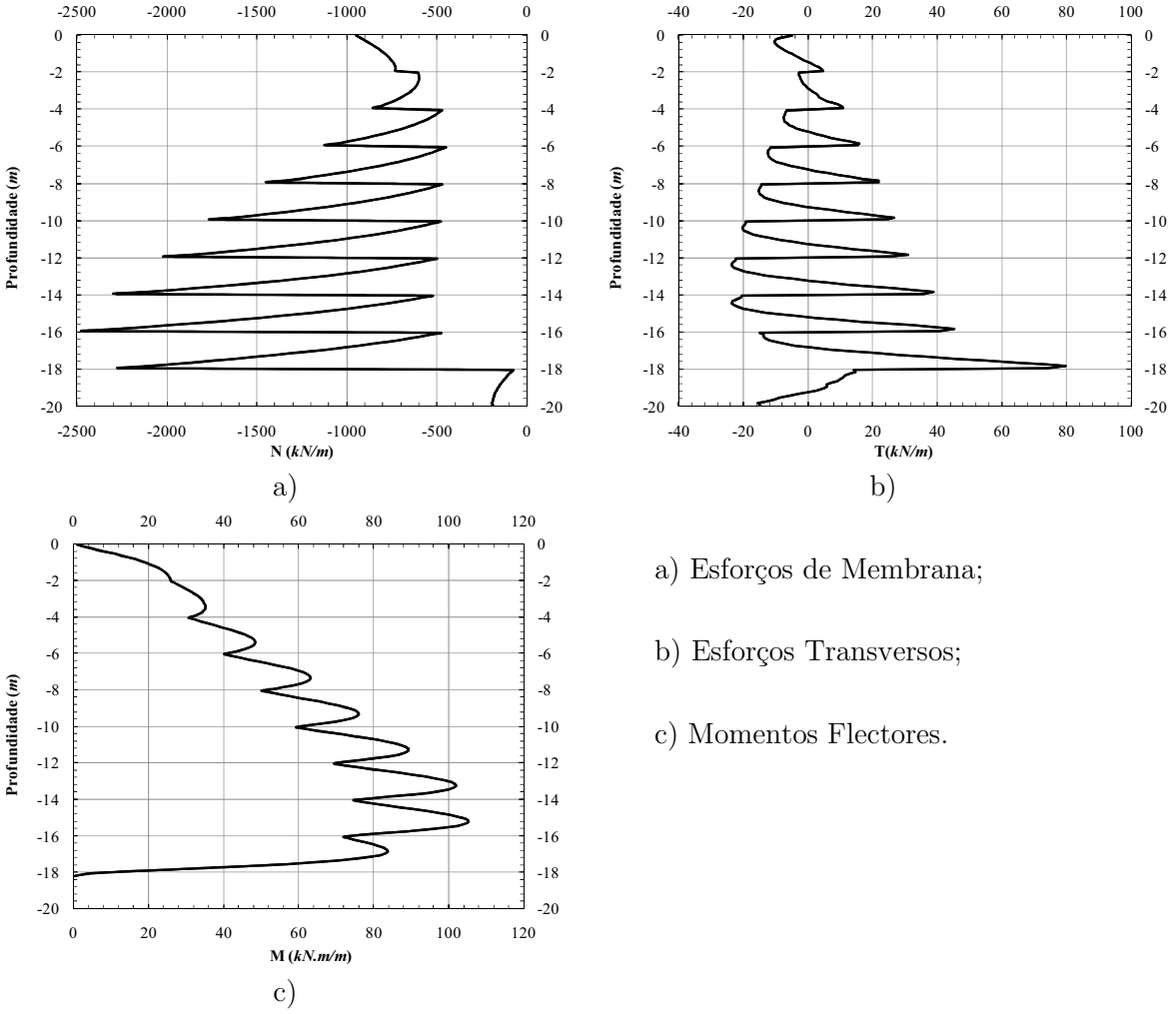
Após a discussão efectuada no ponto anterior, parece claro que, mesmo em presença de um poço num material homogéneo com axissimetria, não serão os esforços de compressão, vulgo esforços de membrana, os únicos presentes no suporte. Efectivamente, o faseamento construtivo introduz esforços de flexão na direcção vertical, esforços esses que poderão assumir alguma importância, dependendo sobretudo da altura de escavação de cada anel e da qualidade do maciço. Naturalmente que os esforços transversos, resultado do equilíbrio de pressões de terras, estarão também presentes ao longo de toda a altura do suporte.

A Figura 2. 25 apresenta, para a fase final de cálculo, os esforços de membrana (a), os esforços transversos (b) e os momentos flectores na direcção vertical (c). A convenção adoptada assumiu como sendo negativos os esforços de compressão.

A comparação dos esforços no suporte com os valores teóricos apresentados no ponto 2.4 mostra alguma concordância para os esforços de membrana, o que é natural na medida em que estes são directamente proporcionais à deformada, mas possui um andamento completamente distinto para os momentos flectores. Essa diferença resulta da aplicação progressiva do suporte, situação completamente distinta da analisada no modelo teórico pelo que este demonstra ser pouco adequado para a análise dos momentos flectores.

Os esforços de compressão máximos ocorrem à cota -16,0 m, base do elemento de suporte correspondente à antepenúltima fase de escavação, assumindo o valor de 2451 kN/m, o que corresponde a uma tensão de compressão no betão de 8,2 MPa, valor já bastante elevado, tanto

mais que o suporte é materializado através de betão projectado. Como se está em presença de um poço com axissimetria, não há momentos na direcção circunferencial.



a) Esforços de Membrana;

b) Esforços Transversos;

c) Momentos Flectores.

Figura 2. 25 – Evolução dos esforços no suporte para a fase final do Cálculo Base

No que refere aos esforços transversos, os seus valores máximos coincidem com a base de cada anel, sendo o esforço máximo calculado de cerca 80 kN/m, associado ao suporte da penúltima fase de escavação e não da antepenúltima fase de escavação, o que constitui uma diferença de comportamento relativamente aos esforços de membrana e momentos flectores na direcção vertical. Esta diferença resulta de, durante o período em que um painel se encontra aberto, haver uma transferência de tensões horizontais muito forte para o suporte já instalado, fazendo com que os esforços de corte na base desse suporte tenham um aumento significativo. Após a instalação do elemento de suporte imediatamente abaixo, passa a haver uma maior continuidade dos esforços horizontais, havendo uma redistribuição das forças de corte para o painel de betão projectado imediatamente abaixo, o que conduz a uma redução do esforço máximo de corte. Este comportamento permite afirmar que a escavação de um outro patamar aliviaria os esforços transversos ao nível da cota -18,0 m, aspecto muito importante na medida em que permite constatar que os esforços transversos máximos ocorrem não na fase final mas

numa fase imediatamente antes, devendo ser estes esforços os considerados no dimensionamento estrutural.

É importante referir que elementos estruturais como as cascas aqui estudadas não possuem, normalmente, armadura de esforço transverso, opção resultante da dificuldade, ou mesmo impossibilidade, de as implementar. Assim sendo, um dos critérios para a definição da espessura da casca é o de garantir que esta é capaz de resistir aos esforços transversos sem a colocação de armaduras específicas para o efeito. O Quadro 2. 1 apresenta, para várias espessuras de cascas e várias classes de betão, o esforço transverso máximo que o suporte consegue resistir, sem a colocação de armadura de esforço transverso. Para o cálculo desses esforços utilizou-se a metodologia proposta pelo Eurocódigo 2 – *Design of concrete structures (2004).*

Quadro 2. 1 – Esforço transverso resistente máximo de cascas sem armaduras de esforço transverso (kN/m)

Espessura (m)	**Classe de Betão**		
	C20/25	**C25/30**	**C30/37**
0,15	66,5	76,7	86,9
0,20	90,8	104,8	118,8
0,25	113,3	130,7	148,1
0,30	133,7	154,3	174,9
0,40	168,8	194,8	220,8
0,50	196,1	226,3	256,5
0,60	215,6	248,8	282,0

Como se pode observar pelos valores apresentados no quadro anterior, os esforços transversos máximos associados ao Cálculo Base são perfeitamente compatíveis com um suporte com 0,30 m de espessura, independentemente da classe de betão projectado considerada. Refira-se que as classes de resistência apresentadas são, actualmente, conseguidas com facilidade em betões projectados.

Ainda a propósito das resistências ao esforço transverso, refira-se que, frequentemente, o suporte é carregado em idades jovens, muitas vezes próximas da semana de vida. No entanto, como nos betões projectados se usam aceleradores muito poderosos, as resistências padrão aos 28 dias podem ser normalmente utilizadas numa primeira verificação. Contudo, a variação da resistência e deformabilidade do betão em função da idade do carregamento é um tema muito pertinente, e que pode ter reais implicações nas previsões de comportamento das obras geotécnicas.

Relativamente aos momentos flectores na direcção vertical, verifica-se o seu crescimento em profundidade, sendo o momento máximo a meio vão de cada anel escavado. Tal comportamento é consequência de, à medida que nos aproximamos da secção de continuidade, a rigidez circunferencial passar a ser muito superior à rigidez à flexão na direcção vertical, conduzindo a um aumento dos esforços de membrana e a uma cada vez menor relevância das flexões na direcção vertical.

No que refere ao valor dos esforços obtidos, o momento máximo ocorre no antepenúltimo anel e assume o valor de 105,3 *kN.m/m*. Este esforço conduz a uma situação de flexão simples na medida em que a componente vertical do esforço axial corresponde apenas ao peso do suporte de betão projectado, sendo portanto praticamente nula. Considerando que o betão utilizado é da classe C25/30, este esforço conduz a um momento reduzido na secção, μ, de sensivelmente 0,1, valor perfeitamente compatível com as taxas de armaduras vulgarmente utilizadas neste tipo de estruturas.

As armaduras para este tipo de obras são formadas por malhas electrosoldadas, previamente calandrandas, de forma a facilmente se adaptarem à geometria da obra em construção. Em face dos esforços atrás apresentados, estas malhas têm uma função estrutural, não sendo apenas condicionadas pelas armaduras mínimas regulamentares. Assim sendo, é muitas vezes necessário pedir a fabricação destas malhas por encomenda, usando-se para esse fim varões comerciais correntes. Os afastamentos entre armaduras são tipicamente 10 *cm* ou 15 *cm.* O Quadro 2. 2 apresenta, para a classe de betão C25/30, os esforços resistentes em flexão simples, em função das armaduras presentes e da espessura do suporte. Admitiu-se a utilização de aço da classe S400, por ser o aço de utilização mais corrente na actualidade, e que a rede utilizada se repetiria em ambas as faces do suporte, com um recobrimento de 3,0 *cm*.

Quadro 2. 2 – Momentos resistentes em flexão simples (*kN.m/m*) de diversas secções para diferentes configurações de armaduras – classe de betão C25/30

Armaduras	**A_s (cm²/m)**	**Espessura (m)**						
		0.15	**0.20**	**0.25**	**0.30**	**0.40**	**0.50**	**0.60**
ϕ6//0,15m	**1,88**	9,2						
ϕ6//0,10m	**2,83**	13,0	17,6					
ϕ7//0,15m	**2,57**	12,0	16,1					
ϕ7//0,10m	**3,85**	16,9	23,3	29,8				
ϕ8,2//0,15m	**3,52**	15,7	21,5	27,4				
ϕ8,2//0,10m	**5,28**	22,0	30,9	40,0	49,1			
ϕ9//0,15m	**4,24**	18,2	25,4	32,6	39,9			
ϕ9//0,10m	**6,36**	25,6	36,5	47,5	58,5	80,5		
ϕ10//0,15m	**5,24**	21,8	30,7	39,7	48,7			
ϕ10//0,10m	**7,85**	30,5	44,1	57,7	71,3	98,6	125,8	
ϕ12//0,15m	**7,54**	29,5	42,5	55,6	68,7	94,9	120,9	
ϕ12//0,10m	**11,31**	41,7	61,4	81,0	100,8	140,0	179,6	218,9
ϕ14//0,15m	**10,26**	38,3	56,2	74,0	91,9	127,5	163,4	199,0
ϕ14//0,10m	**15,39**	54,6	81,2	108,1	134,8	188,5	241,9	295,4

Ao contrário do que acontece para os esforços transversos, as diferenças nas resistências, caso se considerem classes de betão distintas, não são muito significativas, pelo que apenas se apresenta o quadro relativo à classe de betão C25/30, por ser a de utilização mais frequente na actualidade. Refira-se ainda que algumas das posições do quadro aparecem vazias porque não cumprem os critérios relativos à armadura mínima regulamentar.

Da comparação do quadro anterior com o momento máximo para o poço, pode-se dizer que esta solução base seria resolvida, na sua secção mais desfavorável, com uma armadura $\phi 14//0{,}10\ m$. Tal armadura é já significativa (taxa de 1%) mas convém lembrar que, neste tipo de poços, o betão projectado é o único elemento com função estrutural em toda a contenção.

2.5.2.3 Análise da variação de tensões produzidas pela escavação

2.5.2.3.1 Comportamento geral

Tal como se procedeu para os deslocamentos, procura-se neste ponto perceber, numa primeira fase, o comportamento geral da escavação passando-se, numa fase posterior, para a análise com mais detalhe da variação de tensões na proximidade da frente de escavação. A Figura 2. 26 apresenta as tensões efectivas horizontais na fase final de escavação, ao passo que a Figura 2. 27 apresenta, para o mesmo instante, as tensões efectivas verticais.

A Figura 2. 28 apresenta os multiplicadores plásticos para a fase final de escavação. O conceito de multiplicador plástico é próprio do código *CODE_BRIGHT*, sendo uma variável directamente proporcional à grandeza das deformações plásticas ocorridas em cada ponto. Esta opção tem a vantagem de, além de permitir identificar os pontos onde ocorreu cedência, permitir categorizar a importância das deformações daí inferidas.

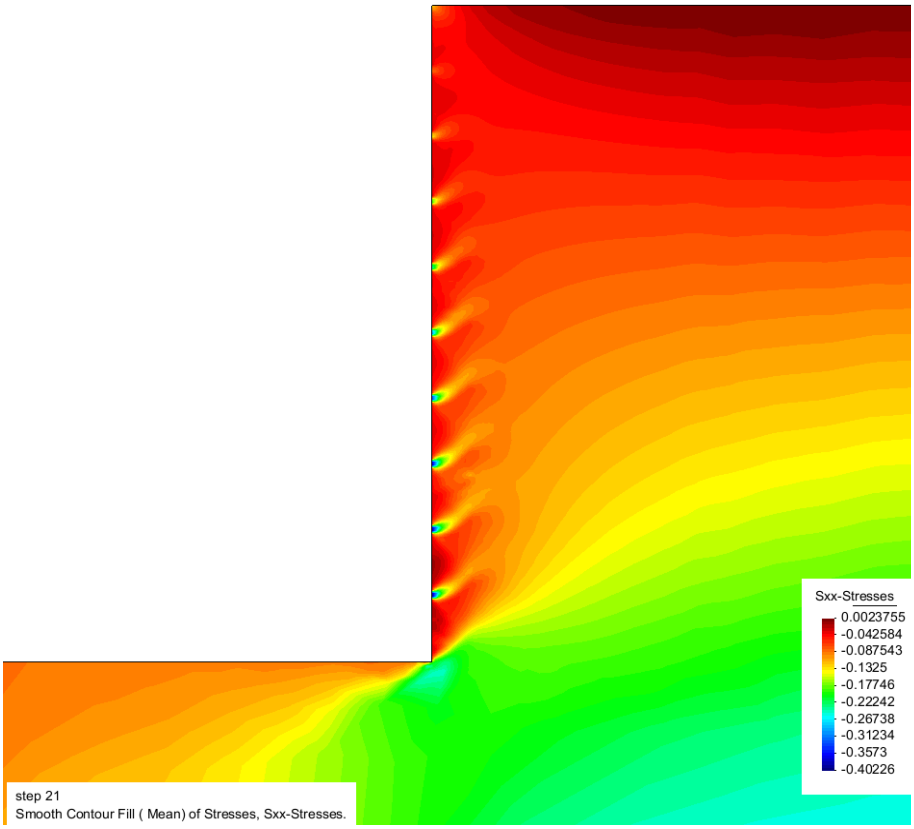


Figura 2. 26 – Tensões efectivas horizontais (MPa) na fase final de escavação

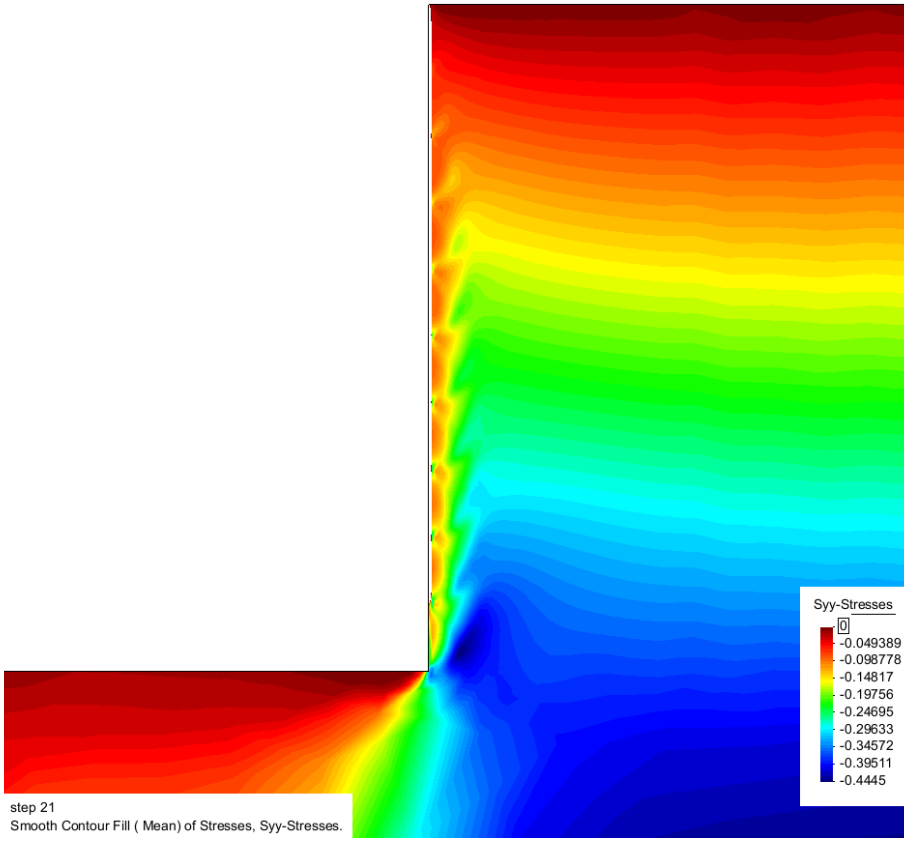


Figura 2. 27 – Tensões efectivas verticais (MPa) na fase final de escavação

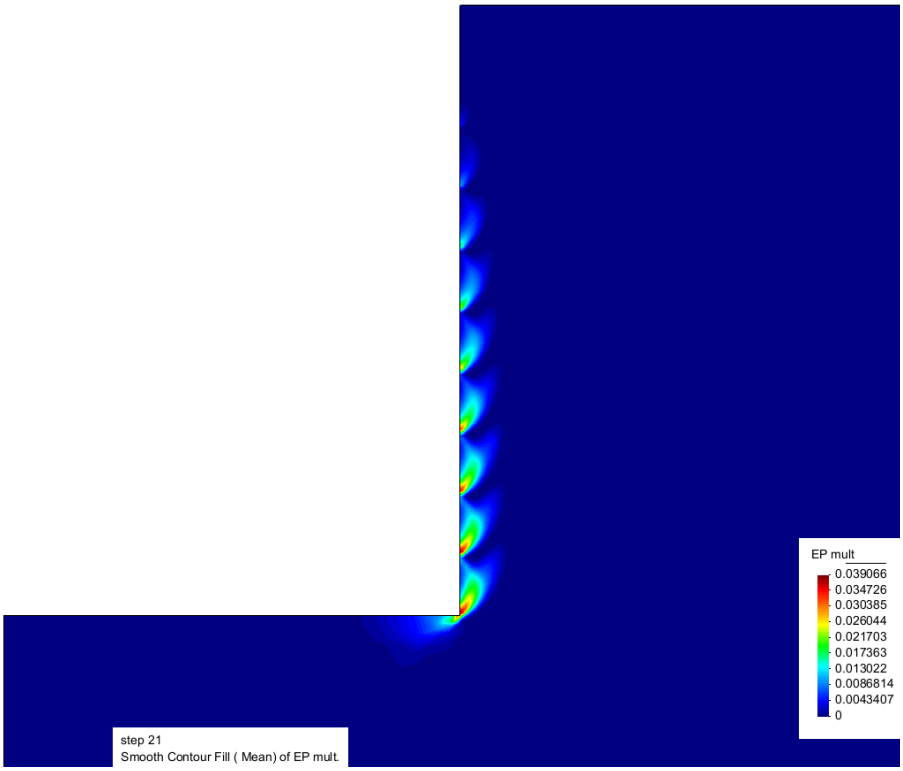


Figura 2. 28 – Multiplicadores plásticos para a fase final de escavação

As figuras anteriores facultam, desde logo, compreender que a zona onde ocorrem as mais significativas variações de tensões são relativamente confinadas à proximidade da escavação. Mesmo na zona correspondente ao último anel escavado, zona onde ocorrem os maiores alívios de tensão devidos à escavação, a uma distância de 15 *m* do suporte já não há, praticamente, diferenças, quer nas tensões verticais quer nas tensões horizontais, relativamente às tensões em repouso.

Na base do poço há um significativo alívio de tensões, com especial ênfase na direcção vertical, naturalmente associado à remoção do todo o peso das terras escavadas.

No que refere à figura que representa os multiplicadores plásticos, constata-se o crescimento em profundidade desta variável, o que é a natural consequência de se produzirem alívios de tensão cada vez maiores, tendo-se mantido, no Cálculo Base, as propriedades do maciço constantes.

Relativamente às tensões horizontais atrás da parede, nota-se um alívio geral destas tensões sendo que, na zona imediatamente adjacente ao suporte, se nota uma concentração de tensões, que em alguns casos assume importância significativa. A Figura 2. 29 apresenta a evolução das tensões horizontais em profundidade, em função da distância ao suporte, bem como os valores das tensões horizontais teóricas, numa situação correspondente ao repouso e ao estado limite activo, considerando-se não haver variação da tensão vertical relativamente ao cenário geoestático. Para o cálculo do limite correspondente ao estado activo não se entrou em consideração com a componente coesiva. Estas duas razões permitem que, pontualmente, o estado de tensão esteja aquém da linha designada como activa.

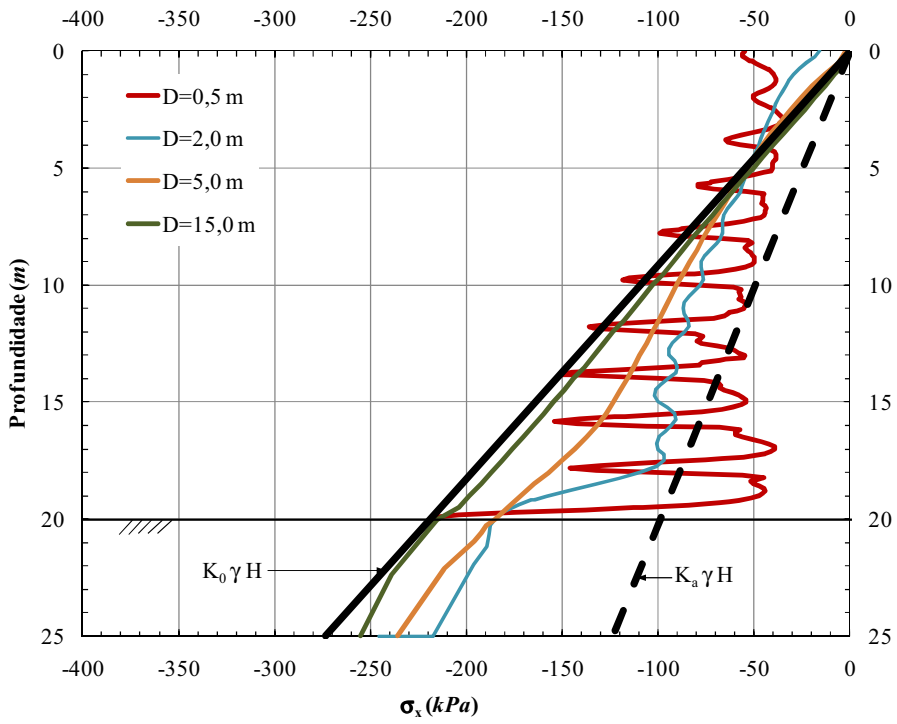


Figura 2. 29 – Evolução das tensões horizontais em profundidade em função da distância à parede

A Figura 2. 30 apresenta a evolução das tensões verticais em profundidade, para pontos a diferentes distâncias da parede. Ainda na figura apresenta-se a evolução desta variável para uma situação de repouso, considerando para peso volúmico do solo γ=18,2 kN/m^3, ou seja, o peso volúmico do terreno adoptado no Cálculo Base.

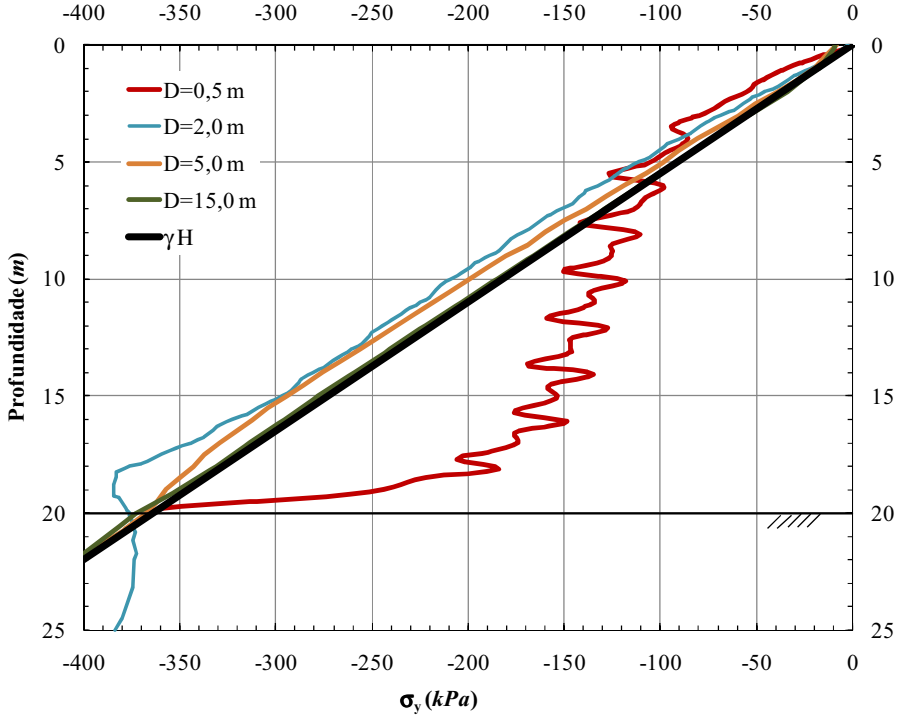


Figura 2. 30 - Evolução das tensões verticais em profundidade em função da distância à parede

A Figura 2. 29 mostra que, numa altura muito significativa da escavação, as tensões horizontais são inferiores à linha designada como limite activo. Tal acontece porque esta linha foi traçada considerando as tensões verticais de repouso e apenas a componente atrítica do solo, isto é, assumiu-se para coeficiente de impulso activo a expressão de *Rankine:*

$$K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} \qquad 2.\ 7$$

Devido à contribuição da componente coesiva do material, as tensões horizontais podem ser inferiores à tensão vertical multiplicada pelo coeficiente de impulso activo, tal como dado pela expressão 2. 7, por um lado, e, por outro, o efeito de arco na proximidade da frente de escavação obriga à diminuição das tensões verticais. Deste modo apresenta-se na Figura 2. 31 a evolução dos coeficientes de impulso, K, calculados como sendo o quociente entre a tensão horizontal e a tensão vertical em cada ponto.

Mesmo na Figura 2. 31 nota-se, para as profundidades de escavação mais elevadas, que o valor de K é pontualmente inferior ao valor apresentado para K_a mas tal resulta, uma vez mais, de não se ter considerado a coesão para o cálculo deste limite. Ainda a propósito deste efeito, optou-se por representar os valores de K apenas para profundidades superiores a 2,0 m uma vez que, próximo da superfície, em função das reduzidas tensões verticais e da possibilidade de

crescimento das tensões horizontais, os valores de K saem muito fora da gama de valores razoáveis para um coeficiente de impulso.

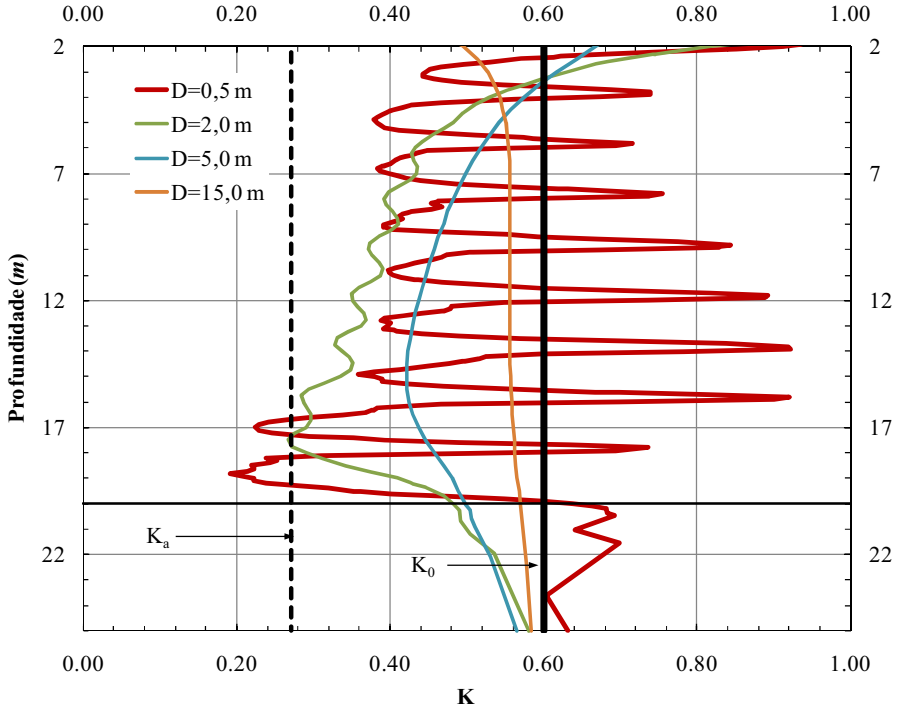


Figura 2. 31 – Razão entre as tensões horizontais e tensões verticais, K, a diferentes distâncias do suporte

Como já havia sido referido a propósito da análise de outras variáveis, a uma distância de cerca de 15,0 m da escavação, o que corresponde ao raio do poço analisado, já praticamente não se nota influência da escavação, isto quer para as tensões horizontais quer para as tensões verticais, e, em consequência, para o coeficiente de impulso, que a 15,0 m do suporte praticamente coincide com o coeficiente de impulso em repouso.

No que refere às tensões horizontais, a evolução das curvas denota um aspecto muito interessante, sendo de realçar, em primeiro lugar, a sua forma consideravelmente distinta. As curvas mais próximas do suporte mostram um andamento ondulante, possuindo tensões próximas das de repouso, nos pontos correspondentes aos patamares de escavação, e tensões inferiores às assumidas como limite activo nos pontos intermédios dos anéis de escavação, pontos onde a descompressão é total na fase de abertura do painel. À medida que aumenta a distância ao suporte as tensões têm uma evolução mais regular, aproximando-se dos valores de repouso a uma distância da ordem do raio da escavação, sendo no entanto, ainda ligeiramente inferiores às de repouso. Esta evolução ondulante das tensões horizontais corresponde à mobilização do efeito de arco no solo na direcção principal e faz-se sentir até uma distância do suporte sensivelmente idêntica à altura de escavação de cada painel. Efectivamente, esse andamento faz-se ainda sentir para curva correspondente às tensões a 2,0 m do suporte, mas é já totalmente imperceptível para a curva a 5,0 m do suporte.

Os gráficos relativos às tensões verticais mostram o mesmo andamento ondulante, em consequência do aumento de tensões nas bases dos painéis e da diminuição de tensões verticais

nos pontos que a determinada altura do processo de escavação se encontravam totalmente desconfinados. A uma distância relativamente próxima do suporte há contudo um ligeiro aumento da tensão vertical, parecendo que a escavação se encontra "pendurada" no restante solo. Este efeito foi já em estruturas de suporte (Fortunato et al. 1996).

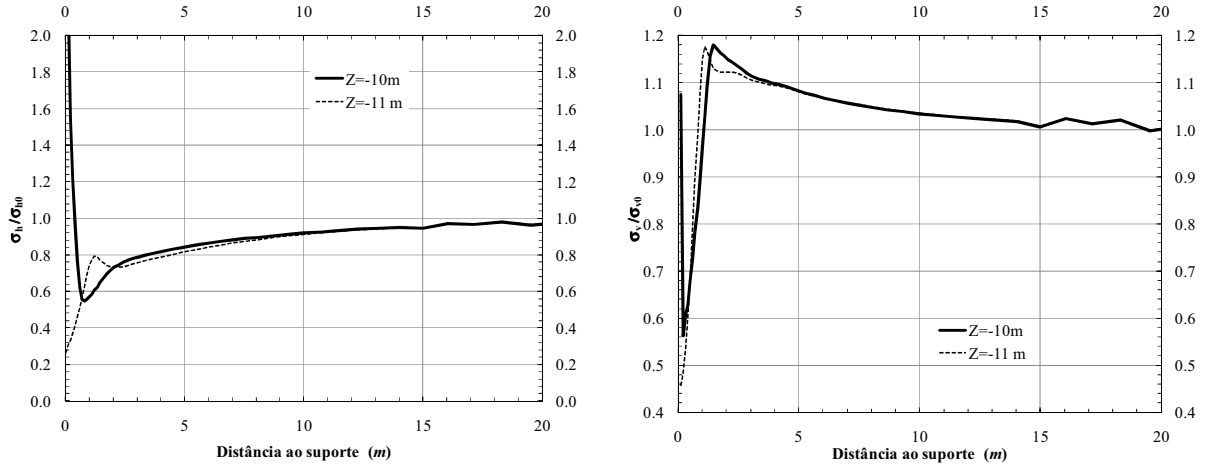
A observação da Figura 2. 31 permite reforçar as conclusões relativamente ao comportamento atrás referido. Com excepção de uma zona muito superficial, onde há um ligeiro aumento das tensões horizontais, há uma diminuição muito significativa do coeficiente de impulso, diminuição essa que mesmo a uma distância de 15,0 *m* da escavação se sente ligeiramente. Repare-se que a distâncias pequenas do suporte, os coeficientes de impulso finais calculados passam para valores entre 0,3 e 0,4. Um aspecto que merece particular destaque relaciona-se com o facto de a uma pequena distância do suporte, 0,5 *m*, os coeficientes de impulso serem quase sistematicamente superiores aos mesmos coeficientes calculados a uma distância de 2,0 *m* do suporte. Tal não significa que as tensões horizontais são menores mas sim que as tensões verticais sofreram uma diminuição mais acentuada, levando ao aumento deste coeficiente.

O ligeiro aumento da tensão horizontal na zona mais superficial é o efeito responsável pelo maior crescimento dos esforços de membrana nesta mesma zona, fenómeno já abordado aquando da análise dos esforços no suporte.

Um outro aspecto a referir é o aumento das tensões horizontais abaixo da base da escavação, o que corresponde ao efeito de transferência de tensões da parte não suportada para o suporte, já instalado acima, e para esta zona do terreno.

Para melhor se compreender o que se disse atrás apresenta-se na Figura 2. 32 a evolução das tensões horizontais e verticais, em função da distância ao suporte, para dois pontos correspondentes ao sexto patamar de escavação. Um dos pontos corresponde à profundidade de 10,0 *m*, o que coincide exactamente com a base da escavação, ao passo que o outro ponto corresponde a meia altura do painel escavado (z=-11,0 *m*). No eixo das ordenadas apresenta-se a razão entre a tensão horizontal/vertical e a tensão horizontal/vertical de repouso, de forma a se eliminar da representação as diferenças inerentes à diferença do estado de tensão inocial.

No que refere às tensões horizontais, a tendência é de diminuição, em consequência da descompressão associada à escavação. À distância de, sensivelmente, 15,0 *m* do suporte, o que corresponde ao raio de escavação, as tensões horizontais praticamente coincidem com as de repouso. Na zona mais próxima da escavação (até 1 *m* do suporte) e nos pontos coincidentes com os limites de escavação do painel (ponto a 10,0 *m* de profundidade), há um aumento da tensão horizontal em consequência do forte efeito de arco que resulta na transferência local das tensões para o último elemento de suporte, já instalado, e terreno abaixo da escavação, que funciona com uma escora. Já nos pontos a meio do painel, que durante a escavação não possuem qualquer tipo de apoio, a tendência é inversa já que as tensões horizontais são nulas. A partir de uma distância do suporte inferior a 3,0 *m* não se nota diferença no comportamento do ponto a diferentes profundidades.



a) b)

Figura 2. 32 – Evolução das tensões com a distância ao suporte: a) tensões horizontais; b) tensões verticais

No que refere às tensões verticais, o efeito que acabou de ser referido também se verifica, embora com menor amplitude, devido ao facto de as tensões verticais não se poderem anular em função do peso das terras sobrejacentes. De forma a se limitar o critério de rotura, e sendo nula a tensão horizontal, a tensão vertical pode assumir o valor máximo dado pela expressão:

$$\sigma_v = \frac{cos\,\phi}{1 - sin\,\phi} \times 2c \qquad 2.\ 8$$

pelo que, próximo do suporte, até distâncias de cerca de meia altura do painel escavado (1,0 m), há uma diminuição da tensão vertical, comandada pela desconfinamento associado à escavação e a necessidade de respeitar o critério de cedência do material. A partir desta distância há um aumento da tensão vertical, de cerca de 15%, esvanecendo-se gradualmente este crescimento até distâncias de cerca de 15,0 m do suporte. Como atrás referido, dá a sensação que a escavação se encontra "pendurada" no restante terreno.

2.5.2.3.2 Comportamento na proximidade da frente de escavação

A análise da variação de tensões na proximidade da frente de escavação assume especial relevância pois corresponde ao momento de maior transferência de tensões e de mais intensa mobilização da resistência ao corte do terreno, implicando um intenso fenómeno de efeito de arco que, em última análise, é o que garante a estabilidade da face não suportada, em especial se a coesão dos materiais for pouco importante. A propósito deste tema refira-se que é necessário que o solo apresente alguma coesão, ou não seria possível a abertura da frente de escavação de forma completamente desconfinada. Aliás, essa componente assume muita importância na definição dos deslocamentos concomitantes com a abertura da frente que, como se mostrou na Figura 2. 22, representam uma parcela muito importante dos deslocamentos finais.

Fixe-se a análise no último patamar de escavação, por ser o que corresponde ao maior alívio de tensões e, como tal, onde os fenómenos de transferência de tensões por efeito de arco são mais

relevantes. Mencione-se ainda que esta opção pelo último patamar não foi tomada em muitas das análises anteriores devido à necessidade de acompanhar o fenómeno em estudo após a instalação do suporte. A Figura 2. 33a) apresenta as tensões horizontais junto ao último painel do poço, entre as profundidades de 18,0 *m* e 20,0 *m,* logo após a sua escavação. Trata-se do momento em que o terreno não se encontra suportado a esse nível e a Figura 2.33b) apresenta a direcção da tensão principal máxima na mesma zona.

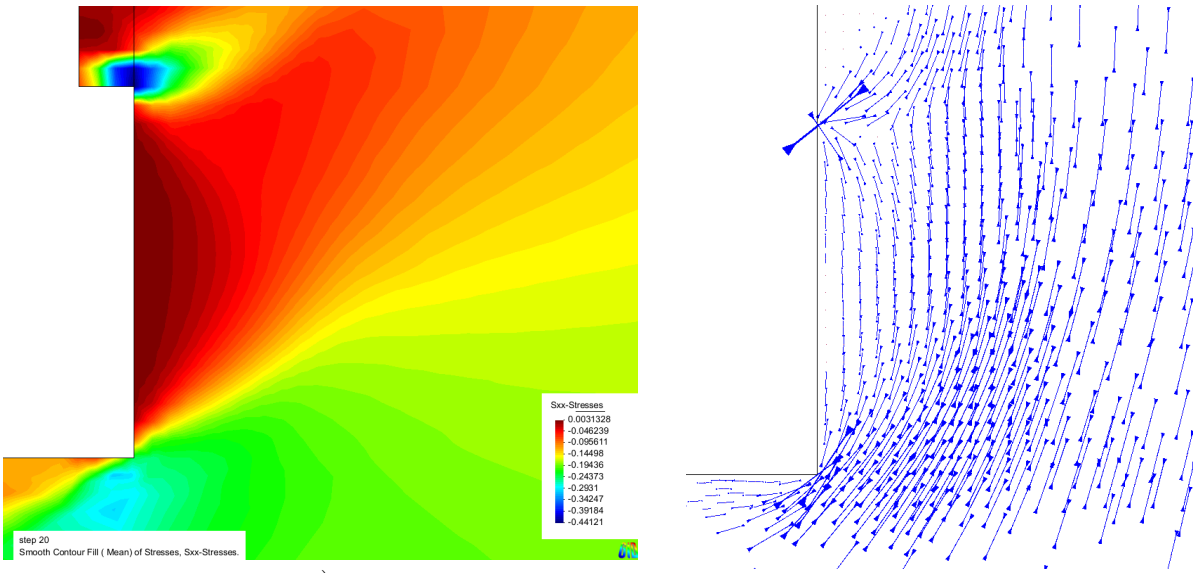


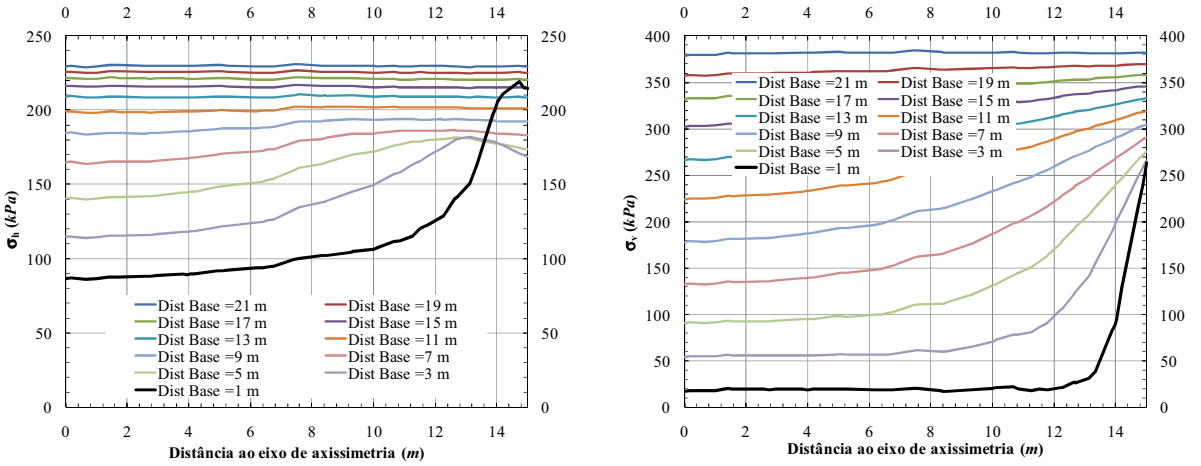
Figura 2. 33 – Transferência de tensões por efeito de arco durante a abertura de um painel: a) tensões horizontais (*MPa*); b) direcção da tensão principal máxima

A figura evidencia um aspecto já amplamente referido ao longo do presente texto e que tem a ver com a existência de um forte efeito de arco local, havendo um fenómeno de transferência de tensões horizontais para o suporte já instalado, a cotas imediatamente superiores e o maciço abaixo da escavação, que funciona como uma escora. Tal efeito conduz a uma grande concentração de tensões na base da escavação e na base do suporte já instalado. Durante esta fase os deslocamentos, com especial importância para os pontos mais afastados dos extremos, possuem alguma magnitude, como se mostra na Figura 2. 22 e na Figura 2. 23.

O efeito escora referido no ponto anterior é responsável por um aumento da tensão horizontal no terreno abaixo da base da escavação, o que conduz ao movimento global do maciço em direcção ao eixo de axissimetria. No entanto este efeito surge combinado com o alívio da tensão vertical, o que obriga a uma diminuição das tensões horizontais. Para se perceber a importância relativa deste fenómeno, traçou-se a evolução das tensões horizontais e verticais abaixo da base da escavação, para as várias fases construtivas. A Figura 2. 34 apresenta essa evolução num ponto à profundidade de 21,0 *m*, em função da distância a que este se encontra do fundo da escavação.

A Figura 2. 34 mostra que a tendência é de uma contínua diminuição quer das tensões verticais quer das tensões horizontais à medida que a escavação vai progredindo. No entanto, essa diminuição é muito mais importante na direcção vertical onde, na fase final, as tensões quase se

anulam. Mesmo na fase final de escavação, como não poderia deixar de ser, as tensões horizontais da base são significativas, correspondendo portanto a compressões elevadas, sendo o seu valor limitado por critérios de cedência do material. Este efeito é ainda mais notório se se tiver em conta que a escala dos gráficos é distinta, com uma amplitude maior para as tensões verticais.



a) b)

Figura 2. 34 – Evolução das tensões abaixo da base da escavação, em função da distância ao fundo da escavação: a) tensões horizontais; b) tensões verticais

Nas fases iniciais, isto é, quando a base da escavação se encontra muito distante da secção analisada, a diminuição das tensões verticais é significativa, enquanto que as tensões horizontais pouco diminuem. Esta combinação conduz à existência de levantamentos e movimento horizontal em direcção ao eixo de axissimetria. À medida que a base da escavação se aproxima da secção em análise, essa discrepância passa a ser menor, sendo que, nas últimas fases de escavação, a diminuição das tensões horizontais é tão ou mais importante do que a diminuição das tensões verticais, ao longo de um comprimento muito significativo da base da escavação.

2.5.2.3.3 Trajectórias típicas de tensões

É sabido que o comportamento dos solos, quer em termos deformacionais quer em termos resistentes, depende muito da trajectória de tensões por eles experimentada. No caso dos solos residuais do granito do Porto a situação não se altera, tal como mostrado por Cardoso (1986) e Viana da Fonseca (1996). Nesta perspectiva, a compreensão das trajectórias de tensões típicas dos poços realizados pelo Método de Escavação Sequencial revela-se fundamental com vista a uma correcta caracterização dos solos interessados por estas obras. A Figura 2. 35 apresenta a localização de 10 pontos, seleccionados de forma a englobarem as trajectórias típicas de tensões, quer nas zonas adjacentes ao suporte quer na base da escavação. A necessidade de, na zona adjacente ao suporte, seleccionar pontos a duas cotas distintas, embora próximas, surge devido ao forte efeito de arco na proximidade da abertura de um painel, que torna as trajectórias de tensões distintas, mesmo a uma igual distância do suporte. Esta diferença é notória quando se

avalia, por exemplo, a evolução das tensões verticais ou horizontais em profundidade (Figura 2. 29 e Figura 2. 30).

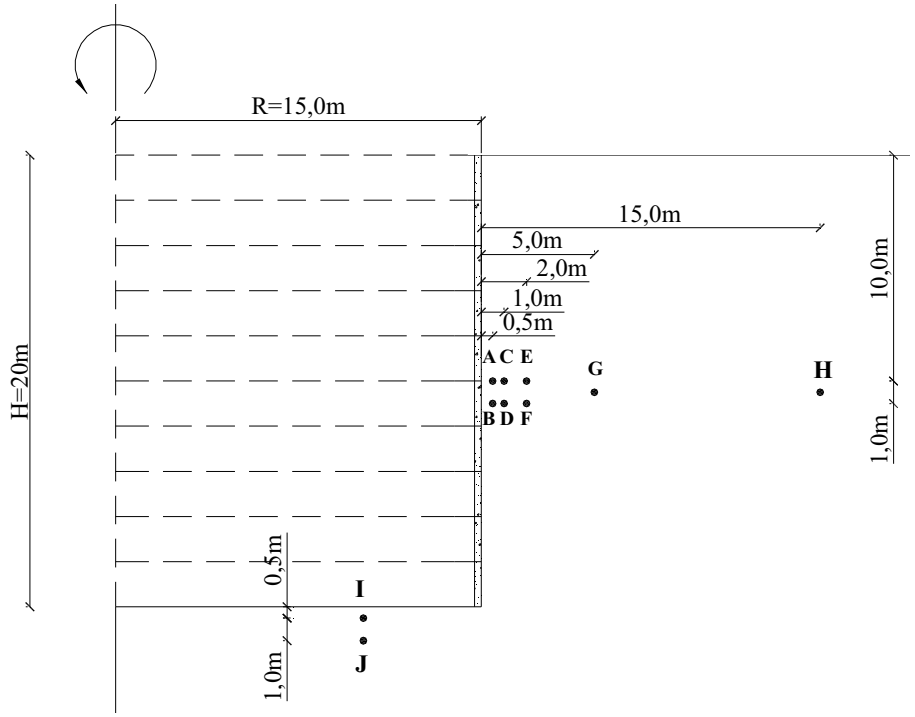


Figura 2. 35 – Localização dos pontos seleccionados para o estudo das trajectórias de tensões típicas dos poços escavados pelo Método de Escavação Sequencial

A Figura 2. 36 apresenta as trajectórias de tensões nos oito pontos adjacentes ao suporte, enquanto a Figura 2. 37 apresenta as trajectórias de tensões em dois pontos na base de escavação, um a 0,5 *m* de profundidade e o outro a 1,5 *m* de profundidade. Apresentam-se os pontos em figuras separadas pois o elevado número de fases de cálculo (21) e a semelhança entre muitas das trajectórias tornava impossível a compreensão, caso a representação fosse efectuada numa única figura.

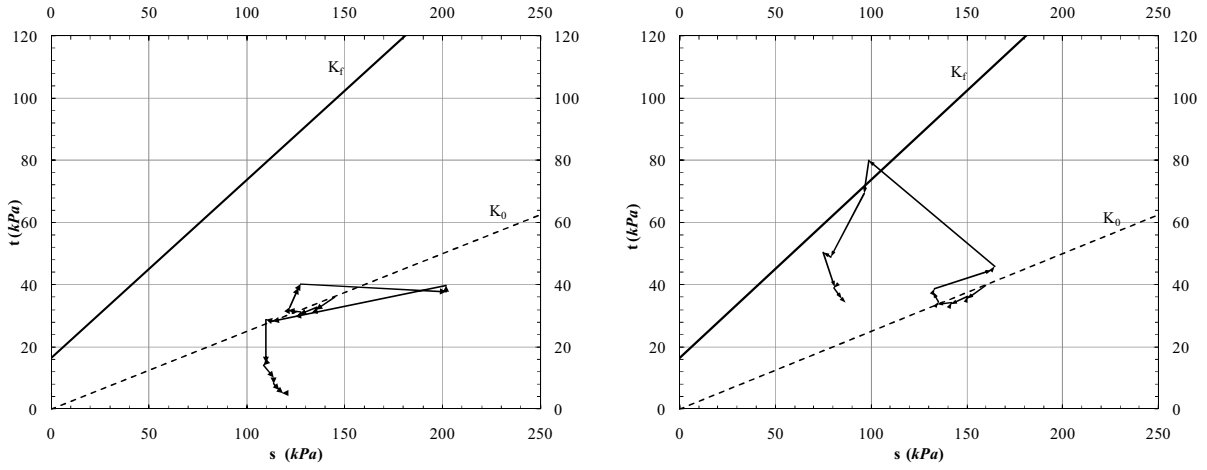


Figura 2.36 - Trajectórias típicas de tensões para pontos adjacentes ao suporte: a) Ponto A; b) Ponto B (continua)

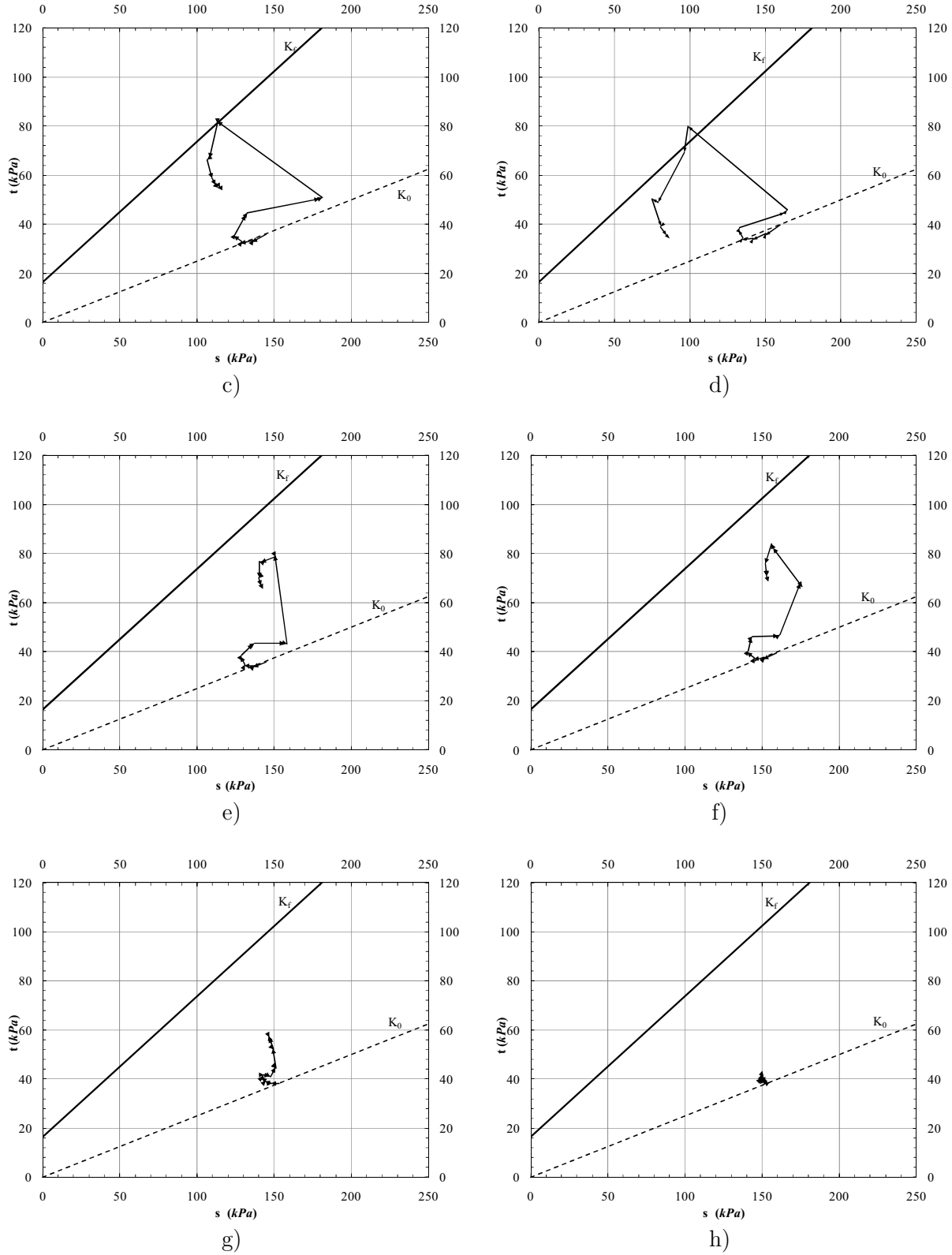


Figura 2. 36 – Trajectórias típicas de tensões para pontos adjacentes ao suporte: c) Ponto C; d) Ponto D; e) Ponto E; f) Ponto F; g) Ponto G; h) Ponto H

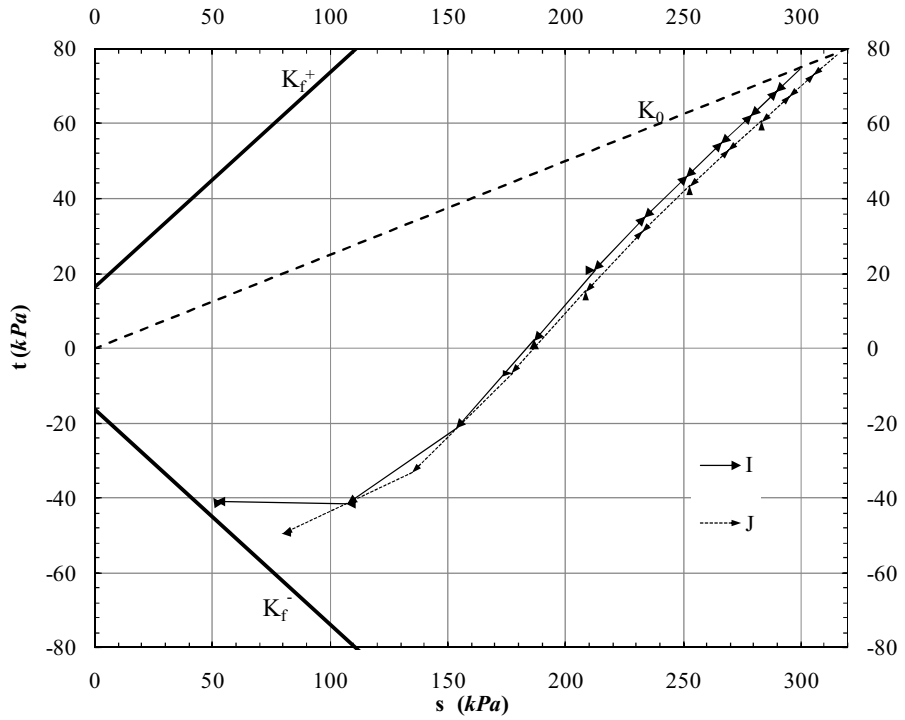


Figura 2. 37 – Trajectórias de tensões para os pontos na base da escavação

A riqueza da informação fornecida por estes gráficos é tal que qualquer das conclusões referidas no ponto anterior pode ser confirmada e até reforçada através da sua análise. Também é certo que muitas das figuras anteriores dizem respeito apenas a uma fase de cálculo, ao passo que os gráficos de trajectórias de tensões representam todas a etapas da construção.

Como já referido, em zonas muito próximas do suporte, as trajectórias de tensões são consideravelmente distintas em função do ponto estar localizado a meia altura da abertura de um painel ou nas suas extremidades onde, mesmo durante a escavação, há um certo apoio conferido, na parte superior, pelo suporte já instalado e, na parte inferior, pelo terreno abaixo da base da escavação, que funciona como uma escora. No caso de um poço axissimétrico, essa escora possui ainda uma rigidez mais elevada, amplificando essa capacidade de suporte. Tal efeito produz um fenómeno muito intenso de transferência de tensões mas que é relativamente localizado à altura do painel escavado, pelo que faz sentido analisar estas duas cotas até distâncias do suporte da ordem da altura do painel a escavar. Já a esta distância as diferenças nas trajectórias não são muito vincadas, como se pode constatar da comparação da Figura 2. 36 e) e da Figura 2. 36 f).

No que refere aos dois pontos mais próximos da escavação, A e B, a cerca de 0,5 *m* do suporte, as diferenças são óbvias em função do efeito de redistribuição de tensões na frente de escavação explicado no parágrafo anterior. O ponto A, que se encontra na base da escavação quando o painel é aberto (na fase de escavação seguinte corresponde à base do suporte já instalado), tem a alteração de tensões mais significativa nos dois seguintes momentos: i) no nível imediatamente antes da escavação há um significativo aumento das tensões, quer verticais quer horizontais, a que corresponde um aumento da tensão média sem significativa variação da tensão de desvio; ii) no momento da escavação, onde a trajectória é inversa da descrita no

ponto anterior, embora com menor amplitude, em consequência da redistribuição de tensões para este nível associada à abertura de um painel de escavação a cotas inferiores. Refira-se que neste ponto as tensões horizontais nunca se chegam a anular, mantendo sempre valores próximos das de repouso. No ponto B, correspondente à meia altura do painel escavado, há alguma semelhança das trajectórias de tensões se exceptuarmos os dois momentos atrás mencionados, alturas em que a trajectória é claramente distinta. Aquando da escavação, as tensões horizontais praticamente anulam-se, obrigando a tensão vertical também a diminuir, cumprindo a condição de rotura do material. Tal conduz a um aumento da tensão de corte e a uma diminuição da tensão média, conduzindo o ponto para próximo da envolvente de rotura. No caso apresentado há até uma ligeira ultrapassagem desse critério o que resulta de, por questões associadas à facilidade de convergência do modelo numérico, se ter assumido alguma viscosidade para o material, sendo que, com o decorrer do tempo, o ponto volta para o interior da superfície de cedência. Após a colocação do suporte e escavação das fases subsequentes, há um novo aumento da tensão horizontal, o que produz a diminuição da tensão de corte que é apresentada na figura.

Nos pontos C e D, em posições equivalentes aos pontos A e B mas à distância de 1 m do suporte, o comportamento é de alguma forma idêntico mas já mais homogéneo. Aqui já não se nota a ultrapassagem da superfície de cedência e a diminuição da tensão vertical já quase não existe, havendo até, após a escavação, um ligeiro aumento desta tensão. Isto faz com que, sendo semelhante o aumento da tensão de corte, num dos casos haja uma diminuição da tensão média e no outro este valor praticamente se mantenha ao longo de todo o processo. Os pontos E e F têm um comportamento em tudo semelhante a estes, embora com menor amplitude nas trajectórias

No ponto G, a 5,0 m do suporte, a variação de tensões corresponde a uma diminuição da tensão horizontal que é compensada por um aumento da tensão vertical, da mesma ordem de grandeza, o que faz com que a trajectória de tensões seja praticamente vertical. A ordem de grandeza desta variação já não é muito significativa, da ordem de 20% dos valores iniciais das tensões. Já no ponto H, a 15,0 m do suporte, a variação de tensões é praticamente nula, confirmando o que foi já diversas vezes enfatizado em pontos anteriores, que à distância de um raio da escavação já praticamente não se sente o efeito desta.

No que refere aos pontos na base de escavação, o primeiro aspecto a realçar é o andamento quase coincidente dos pontos considerados. Refira-se que a diferença surge pois os dois pontos estão a profundidades distintas, logo com tensões efectivas iniciais diferentes. Um outro aspecto a referir é que a trajectória de tensões do ponto mais próximo do fundo da escavação é mais longa, devido ao facto de, na fase final, o alívio de tensões verticais ser superior. A trajectória de tensões típica está associada a uma diminuição monotónica quer das tensões verticais quer das tensões horizontais, embora de forma muito mais significativa no que se refere às tensões verticais, que praticamente se anulam. O facto de as tensões verticais serem inicialmente superiores faz com que nesta trajectória a diminuição da tensão média seja muito maior que a diminuição da tensão de corte, aspecto que não é evidente da figura devido à distorção das escalas.

2.6 Apresentação e Análise dos estudos paramétricos

2.6.1 Introdução

A discussão realizada ao longo do ponto anterior permitiu perceber melhor quais as variáveis relevantes para o comportamento dos poços elípticos escavados pelo Método de Escavação Sequencial. Essas variáveis podem-se agrupar do modo sugerido no Quadro 2. 3, elemento que serviu de base aos estudos paramétricos efectuados.

Quadro 2. 3 – Variáveis condicionantes no comportamento dos poços elípticos construídos pelo Método de Escavação Sequencial

Grupo	Subgrupo
Geometria da Escavação	Forma (Relação entre eixo maior e o eixo menor)
	Diâmetro
	Altura de escavação
	Altura do painel
Características do suporte	Espessura
	Parâmetros de deformabilidade
Parâmetros resistentes do maciço	Evolução em profundidade
	Coesão
	Ângulo de atrito
	Coeficiente de impulso em repouso
Parâmetros deformacionais do maciço	Módulo de deformabilidade
	Coeficiente de Poisson
	Ângulo de dilatância

A propósito do agrupamento apresentado, há pontos que merecem alguns comentários pelo que, no que se segue, se devotará algumas notas sobre o seu conteúdo. No que refere à forma, entende-se a possibilidade de o poço ser elíptico ou de se enquadrar no caso particular dos poços circulares. Assim sendo, esta variável pode ser encarada como a relação entre o eixo maior e o eixo menor do poço, em planta.

Uma nota para o facto de o coeficiente de impulso em repouso ser, em rigor, um parâmetro de estado, tendo-se colocado no grupo dos parâmetros resistentes por facilidades de organização.

Adicionalmente realizaram-se alguns estudos considerando a influência da condição não saturada nas características resistentes e de deformabilidade do maciço, tendo por base os parâmetros determinados em laboratório para o solo residual da estação Salgueiros.

Com base nos grupos anteriores, conduziu-se uma série de estudos paramétricos com diversos valores para cada uma dessas variáveis, tendo-se como ponto de partida o Cálculo Base. Os pontos que se seguem organizam-se de acordo com os grupos definidos no Quadro 2. 3.

2.6.2 Geometria da escavação

2.6.2.1 Estudos efectuados

Possuindo os poços elípticos um carácter tridimensional, os estudos apresentados neste ponto referem-se naturalmente à variação da geometria em planta e em profundidade. Assim sendo, apresenta-se no Quadro 2. 4 o conjunto de variáveis que se parametrizou por forma a se compreender a influência das características geométricas no comportamento.

Quadro 2. 4 – Estudos paramétricos relativos à geometria – variáveis objecto de parametrização

Subgrupo	Designação variável	Valores Assumidos					
Dimensão maior da escavação	**R (m)**	5,0	10,0	**15,0**	20,0	25,0	30,0
Razão entre eixo menor e eixo maior	**α**	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	**1,0**
Profundidade da escavação	**H (m)**				10,0	**20,0**	30,0
Altura do Painel	**h(m)**					1,0	**2,0**

2.6.2.2 Variação do raio da escavação

Para estudar a influência do raio do poço no comportamento geral da escavação, estudaram-se os poços circulares, assumindo as propriedades do Cálculo Base e fazendo variar o raio de escavação entre um mínimo de 5,0 *m* e um máximo de 30,0 *m*. Estes limites representam os cenários extremos de construção de um poço numa rua, relativamente estreita, ou da construção de uma obra numa zona onde praticamente não existem constrangimentos à ocupação superficial. A Figura 2. 38 apresenta, para a fase final de cálculo, os movimentos horizontais do terreno adjacente ao suporte, em função da variação do raio da escavação.

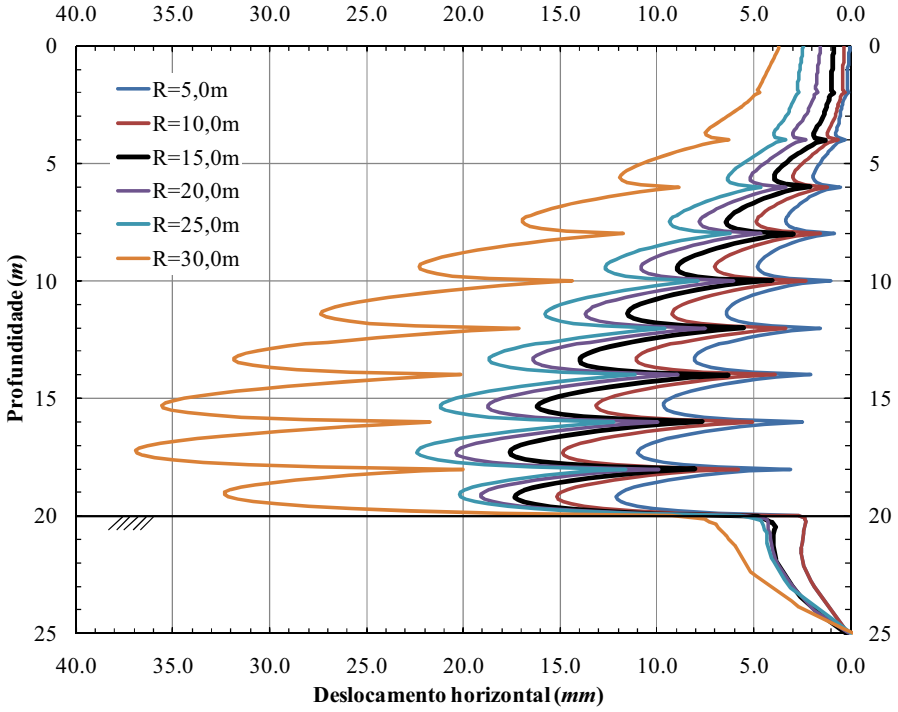


Figura 2. 38 – Deslocamentos horizontais na parede de poços circulares para vários raios de escavação

Um primeiro aspecto a realçar, e que não constitui surpresa, relaciona-se com o crescimento dos deslocamentos à medida que se vai aumentando o raio de escavação do poço. Tal comportamento está associado à menor rigidez de membrana do suporte, à menor capacidade de redistribuição de tensões, por efeito de arco, em planta, do próprio maciço e sobretudo ao facto de as forças libertadas serem muito maiores já que se libertam as mesmas tensões em áreas claramente superiores. Enquanto que para poços de pequeno diâmetro, a escavação era quase possível sem suporte, à medida que cresce o diâmetro de escavação a capacidade de equilíbrio do solo por si só vai diminuindo, fazendo também aumentar significativamente os deslocamentos prévios à instalação do suporte.

Ao observar-se as curvas associadas às várias figuras dois aspectos são evidentes: a diferença de deslocamentos dentro de cada painel é maior, o que está relacionado com a menor capacidade de redistribuição de tensões do próprio solo; os deslocamentos mínimos dentro de cada painel também crescem significativamente, o que está associado à menor rigidez do suporte.

Note-se ainda um significativo crescimento dos deslocamentos ao passar-se o raio do poço de 25,0 *m* para 30,0 *m*. Para estes dois diâmetros os deslocamentos máximos crescem de 22,4 *mm* para 36,9 *mm*. Este é um sinal que a rigidez por axissimetria começa a esvanecer-se, não sendo possível crescer muito mais o diâmetro da escavação sem a inclusão de elementos de rigidez adicionais. Em qualquer dos casos esta diferença pode também estar associada à maior dificuldade numérica de convergência no modelo.

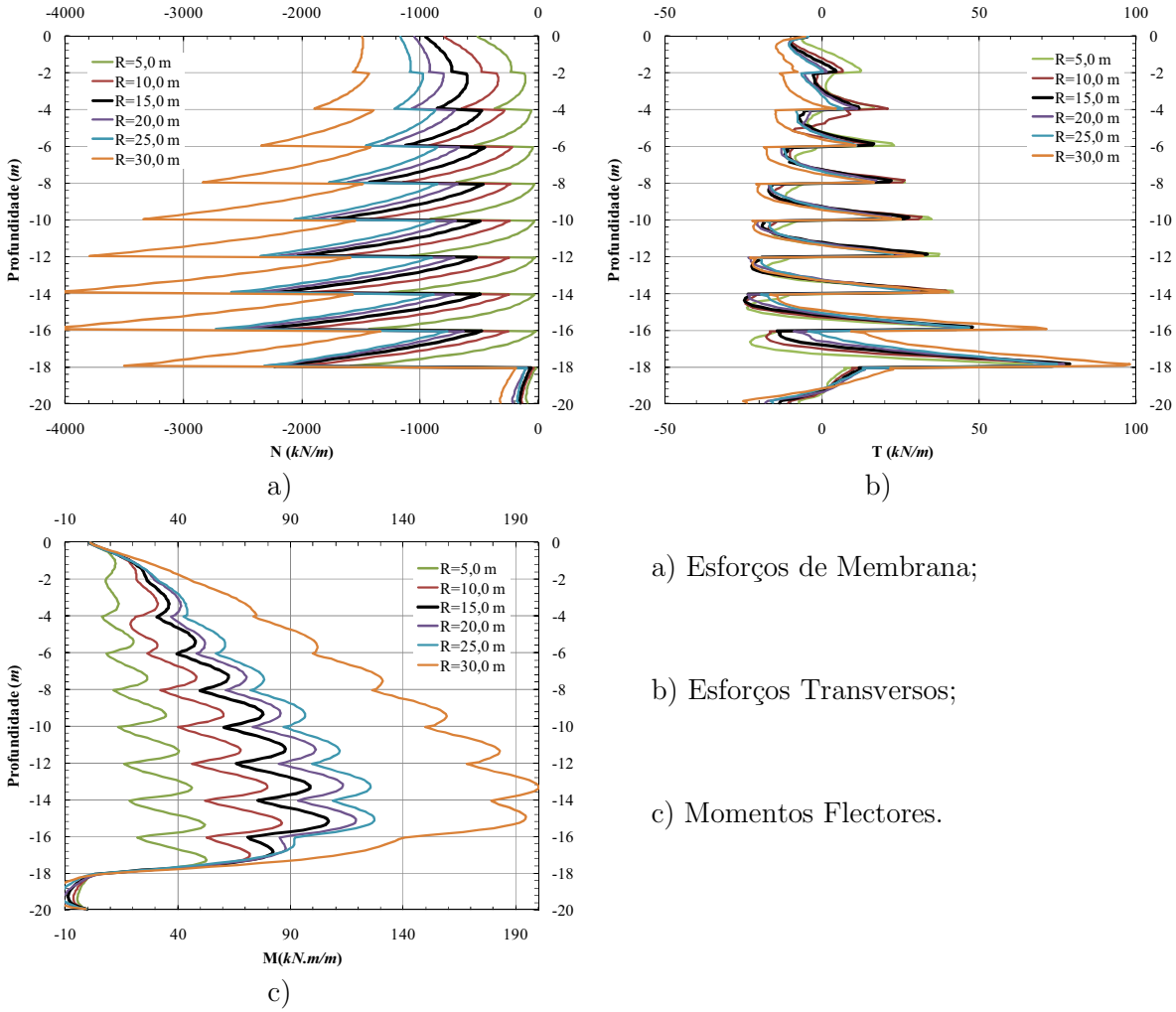
A variação dos esforços instalados no suporte em função do diâmetro da escavação é também um aspecto cuja compreensão é muito relevante pelo que se apresenta na Figura 2. 39 a evolução em profundidade dos momentos flectores, esforços transversos e esforços de membrana, para os vários diâmetros de escavação considerados.

Um primeiro aspecto a realçar prende-se com a diferença de importância da influência da variável raio de escavação nos vários esforços analisados. Apesar de possuírem alguma importância, nos esforços transversos as variações são menos vincadas, havendo um aumento de cerca de 43% do esforço transverso máximo variando o raio de escavação do mínimo de 5,0 *m* para o máximo de 30,0 *m*. Nos momentos flectores na direcção vertical e nos esforços de membrana as diferenças são muito mais significativas. Comparando os esforços máximos para as dimensões extremas dos raios, verifica-se uma diferença de cerca de 170% no esforço de membrana máximo e de aproximadamente 380% no momento flector máximo, sempre com valores superiores quando se cresce o diâmetro de escavação.

A pouca variação associada aos esforços transversos relaciona-se com o facto de os impulsos de terra finais serem de ordem de grandeza idêntica em qualquer das situações e de uma parcela significativa das tensões horizontais haver já sido distribuída por efeito de arco, no plano, previamente à instalação do suporte. Já no que se refere aos momentos flectores e esforços de membrana, o aumento do raio faz diminuir a rigidez destas componentes, conduzindo a uma necessidade de deformações superiores para se encontrar o equilíbrio.

A forte influência do efeito de arco na direcção vertical produz uma variação de esforços que se faz sentir sobremaneira na evolução das forças axiais na direcção circunferencial. Os esforços de membrana não têm um crescimento linear em profundidade, atingindo valores muito

significativos logo no primeiro anel, sendo cerca de 35% dos esforços máximos, devido ao efeito de redistribuição de tensões horizontais para os níveis superiores, onde o suporte se encontra já instalado e, portanto, a rigidez é superior.



a) Esforços de Membrana;

b) Esforços Transversos;

c) Momentos Flectores.

Figura 2. 39 – Evolução dos esforços em profundidade para vários raios de escavação

Um aspecto interessante a observar no que refere aos momentos flectores, é que o efeito da redistribuição de esforços dentro de cada anel é cada vez menos importante, possuindo este diagrama para o caso dos poços com maior diâmetro um andamento muito mais contínuo.

Os esforços têm um crescimento anormalmente significativo na passagem do raio de 25,0 *m* para 30,0 *m*. Este comportamento obriga a cuidados adicionais na adopção de raios de escavação tão elevados.

Por último, refira-se que alguns dos esforços apresentados para os poços com diâmetros mais elevados já dificilmente seriam compatíveis com uma espessura tão reduzida de betão projectado, a não ser que se utilizassem taxas de armaduras muito elevadas. Ora esta opção é pouco compatível com a projecção de betão devido à criação de zonas de sombra e à consequente dificuldade em garantir uma boa homogeneização final da peça a construir.

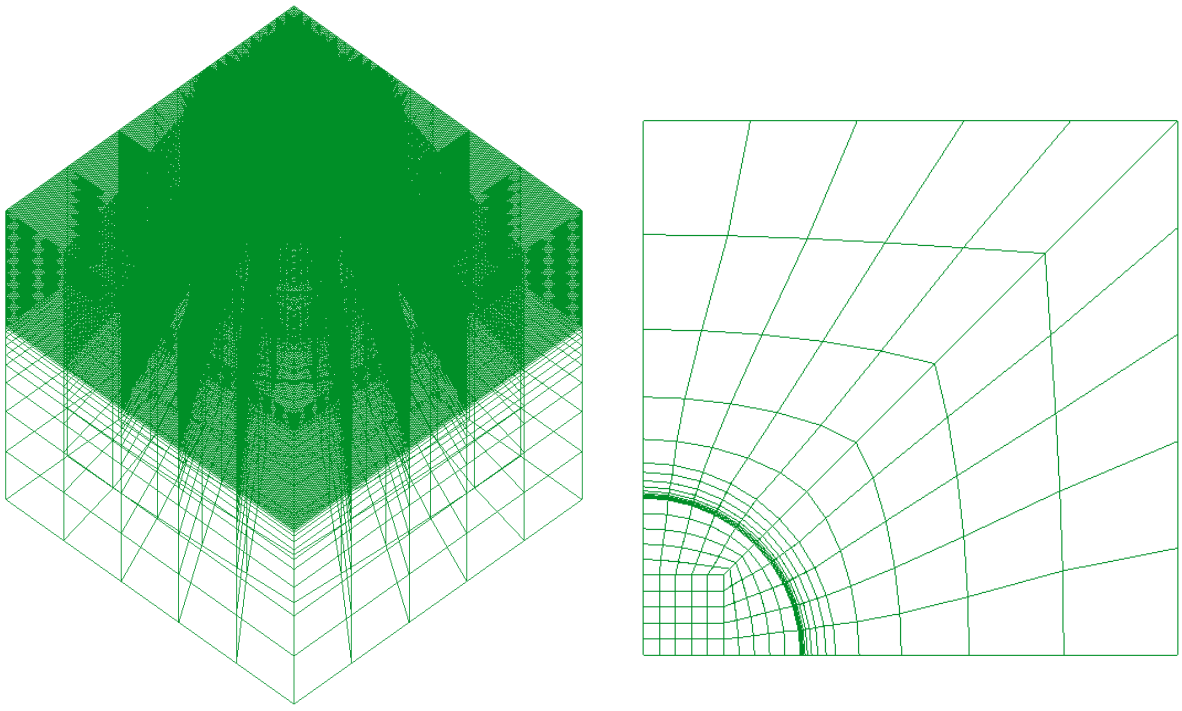
2.6.2.3 Variação da forma em planta da escavação

2.6.2.3.1 Nota introdutória

Na presente secção apresenta-se uma série de cálculos tridimensionais em que os poços, em planta, deixam de ter forma circular passando a ter formas elípticas. Para os vários cálculos mantém-se constante o raio médio das escavações igual a 15,0 *m*, entendendo-se por raio médio a média entre o raio maior e o raio menor.

Um dos aspectos condicionantes da comparação dos resultados desta secção com os do Cálculo Base relaciona-se com o refinamento das malhas utilizadas, sendo certo que, para os cálculos tridimensionais, não é possível a utilização de malhas tão refinadas.

Para clarificar a importância do refinamento da malha, numa primeira fase realizou-se um cálculo tridimensional de um poço circular, onde são válidas as condições de axissimetria, comparando-se os resultados com os obtidos no Cálculo Base. A Figura 2. 40 apresenta a malha de elementos finitos tridimensional utilizada para simular o poço circular com 15,0 *m* de raio e profundidade de escavação de 20,0 *m*.



a) b)

Figura 2. 40 – Malha de elementos finitos 3D para um poço circular: a) perspectiva isométrica; b) vista em planta

A malha é formada por um total de 28635 pontos nodais e 26650 hexaedros, ou seja, elementos com 6 faces e 8 pontos nodais. Cada elemento possui 8 pontos de *Gauss*. No que se refere ao número de materiais e suas características a correspondência é total com o Cálculo Base. Como se percebe pela geometria em planta, o número de nós num plano vertical é consideravelmente inferior ao utilizado no Cálculo Base. Deste modo, elaborou-se ainda uma malha axissimétrica

que replicasse as condições da malha tridimensional. A Figura 2. 41 mostra essa malha, que é formada por 2940 elementos quadrangulares e 2955 pontos nodais. Cada um dos elementos possui 4 pontos de *Gauss*.

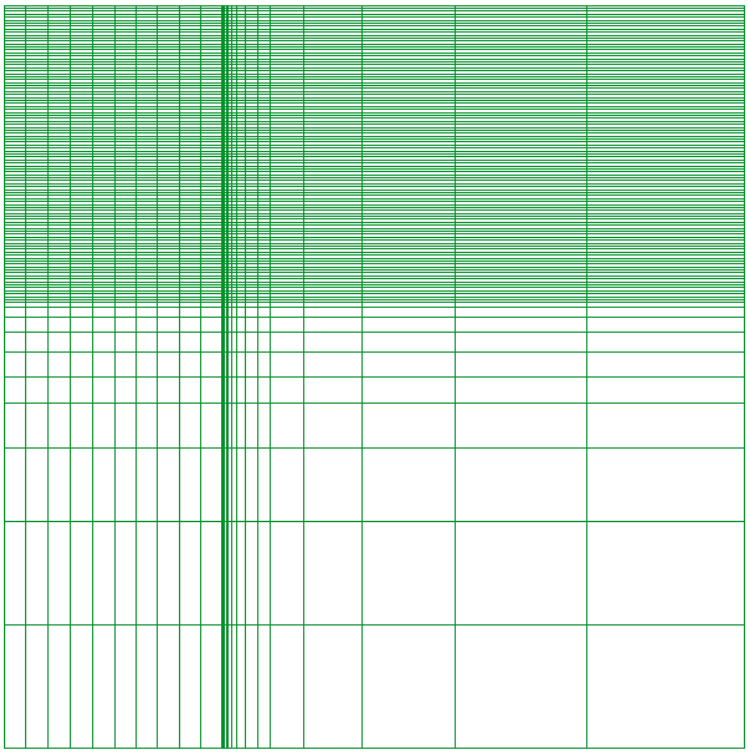


Figura 2. 41 – Malha axissimétrica replicando o número de nós e elementos da malha tridimensional

Com o objectivo de se comparar a qualidade da malha tridimensional, preocupação originada pela limitação do número de nós/elementos da malha tridimensional, começou por se comparar os deslocamentos no maciço adjacente à escavação, análise que constitui um dos pontos de comparação nos vários estudos paramétricos. A Figura 2. 42 apresenta essa comparação para as malhas axissimétricas correspondentes ao Cálculo Base e réplica da malha tridimensional e para o cálculo tridimensional.

A Figura 2. 42, onde se comparam os resultados dos 3 cálculos, mostra que o refinamento da malha assume alguma importância já que os cálculos axissimétricos apresentam alguma diferença entre si. Ao se comparar o Cálculo Base, com 6388 pontos nodais, com o Cálculo em que se replica a malha tridimensional os deslocamentos máximos decrescem de 17,7 *mm* para 16,7 *mm,* ou seja uma redução ligeiramente superior a 5%. Comparando-se, para o anel de escavação 8, em que ocorrem no final da obra os deslocamentos máximos, os deslocamentos no limite de escavação (cota -18,0 *m*), a diferença passa a ter menor importância, havendo uma redução dos deslocamento de 8,0 *mm* para 7,9 *mm*, ou seja uma diferença ligeiramente superior a 1%. Tal indicia que o refinamento da malha é relevante, sobretudo, nas zonas de maior plastificação.

Os cálculos tridimensionais não reflectem exactamente a condição axissimétrica na medida em que na direcção circunferencial há uma discretização, obtendo-se a solução do problema através de uma integração numérica não exacta. No caso axissimétrico o programa CODE_BRIGHT

usa a solução proposta por Hughes (1980), solução tendencialmente menos rígida para evitar fenómenos de bloqueio em meios pouco compressíveis (Manual do programa - Departamento de Ingeniería del Terreno, 2008). Acresce que os elementos da malha tridimensional, 8 pontos nodais, são tipicamente mais rígidos ao fazer uma integração linear das equações do problema.

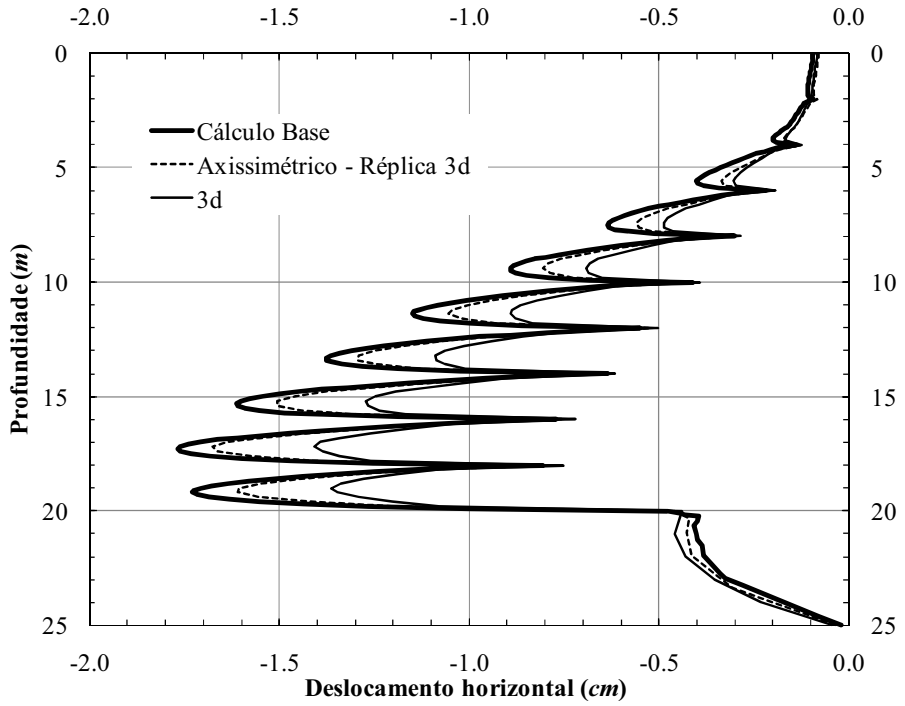


Figura 2. 42 – Comparação dos deslocamentos no maciço adjacente à escavação para cálculos axissimétricos e tridimensionais

Comparando-se o cálculo tridimensional com o cálculo axissimétrico com malha idêntica, os deslocamentos máximos são menores no primeiro, passando de 14,1 *mm* para 16,7 *mm*, ou seja uma redução de quase 15%. Se o termo de comparação for o Cálculo Base as diferenças são ainda maiores, sendo a redução de quase 20%. Já no que se refere aos deslocamentos mínimos dentro de cada painel de escavação, as diferenças são muito menos relevantes, rondando os 5%.

De forma a se perceber a importância dos fenómenos das questões em discussão a maiores distância do suporte, comparam-se os deslocamentos horizontais a 2,0 *m* e a 5,0 *m* do suporte para o Cálculo tridimensional e para o cálculo axissimétrico correspondente. A estas distâncias as diferenças passam a assumir menor importância, sendo inferiores a 5%, em qualquer uma das duas posições.

Em face das constatações anteriores pode-se então afirmar que, pese embora as limitações quanto ao número de elementos e pontos nodais, com malhas tridimensionais possuindo cerca de 20000 nós as diferenças nos resultados se enquadram genericamente dentro de uma margem de 5%, o que se considera um valor bastante razoável.

2.6.2.3.2 Comportamento geral dos poços com formato elíptico

Como referido na nota introdutória, os poços elípticos analisados neste estudo paramétrico mantiveram o mesmo raio médio do poço circular que constitui o Cálculo Base. Na situação extrema considerou-se um poço com a dimensão máxima igual ao dobro da menor, portanto 40 *m* de comprimento por 20 *m* de largura. Fixa-se a apresentação seguinte nesse poço por ser aquele em que são mais visíveis os efeitos da forma elíptica no comportamento geral da escavação.

A Figura 2. 43 ilustra a deformada do poço elíptico com dimensão máxima de 40,0 *m*.

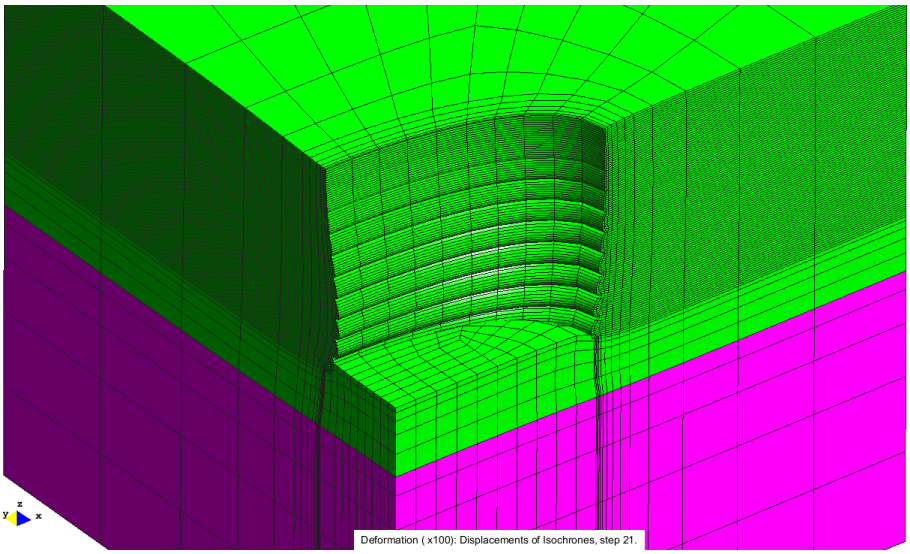


Figura 2. 43 – Aspecto da malha deformada na fase final da escavação para o poço elíptico com eixo maior 40,0 *m* e eixo menor 20,0 *m*.

Observe-se a clara diferença de comportamento entre os dois extremos da elipse, sendo o lado mais estreito, mais plano, bastante mais deformável do que o extremo associado ao eixo maior da estação, onde a deformação é bastante mais pequena.

A Figura 2. 44 mostra a deformada do maciço imediatamente atrás do suporte para pontos sobre os eixos maior e menor da estação e para um ponto onde o raio da escavação é sensivelmente 15,0 *m*.

É muito bem diferenciado o comportamento dos vários alinhamentos situados no contorno da escavação, havendo sobre o eixo maior um movimento contra o maciço na primeira metade do corte. Os deslocamentos máximos ocorrem obviamente onde o raio do suporte é maior, ou seja, onde é mínima a dimensão do eixo da escavação. Neste ponto os deslocamentos máximos são de quase 28 *mm,* valor mais de 3 vezes superior aos deslocamentos máximos sobre o eixo maior da estação, que não chegam a atingir 9 *mm.* Entre os dois extremos há uma evolução progressiva do perfil de deslocamentos horizontais.

Um aspecto relevante prende-se com a dimensão das diferenças de deslocamentos dentro de cada patamar de escavação, ou seja, a expressão das "barrigas" no perfil de deslocamentos. Essa dimensão é menor nas zonas mais deformáveis do maciço, dando a entender que a deformação é bastante mais global e menos local. A Figura 2. 45 apresenta os multiplicadores

plásticos ao longo do eixo maior da escavação enquanto a Figura 2. 46 apresenta a mesma variável ao longo do eixo menor. Recorde-se que os multiplicadores plásticos variáveis que identificam as zonas que sofrem plastificação e que, indirectamente, permitem ter uma ideia da magnitude das deformações plásticas.

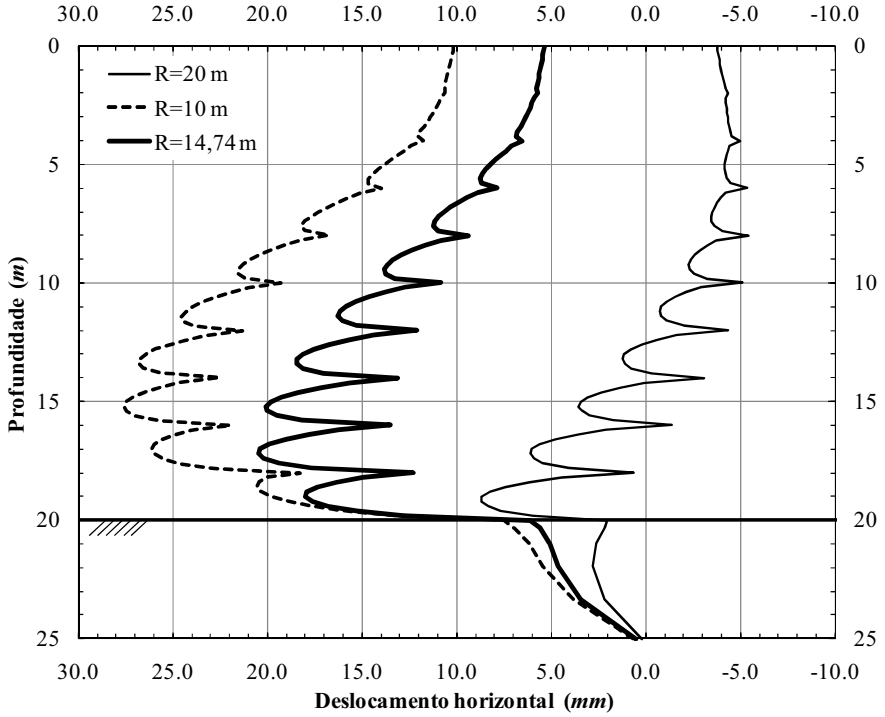


Figura 2. 44 – Deformada do maciço adjacente ao suporte para várias posições na elipse

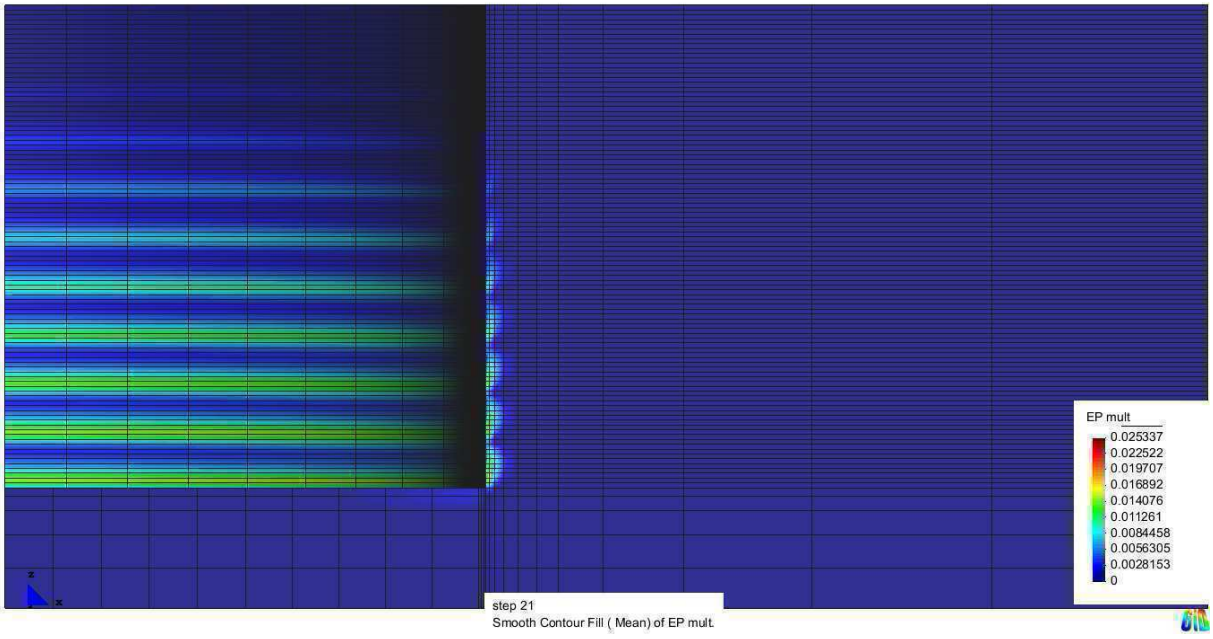


Figura 2. 45 – Multiplicadores plásticos na fase final ao longo do eixo maior da escavação

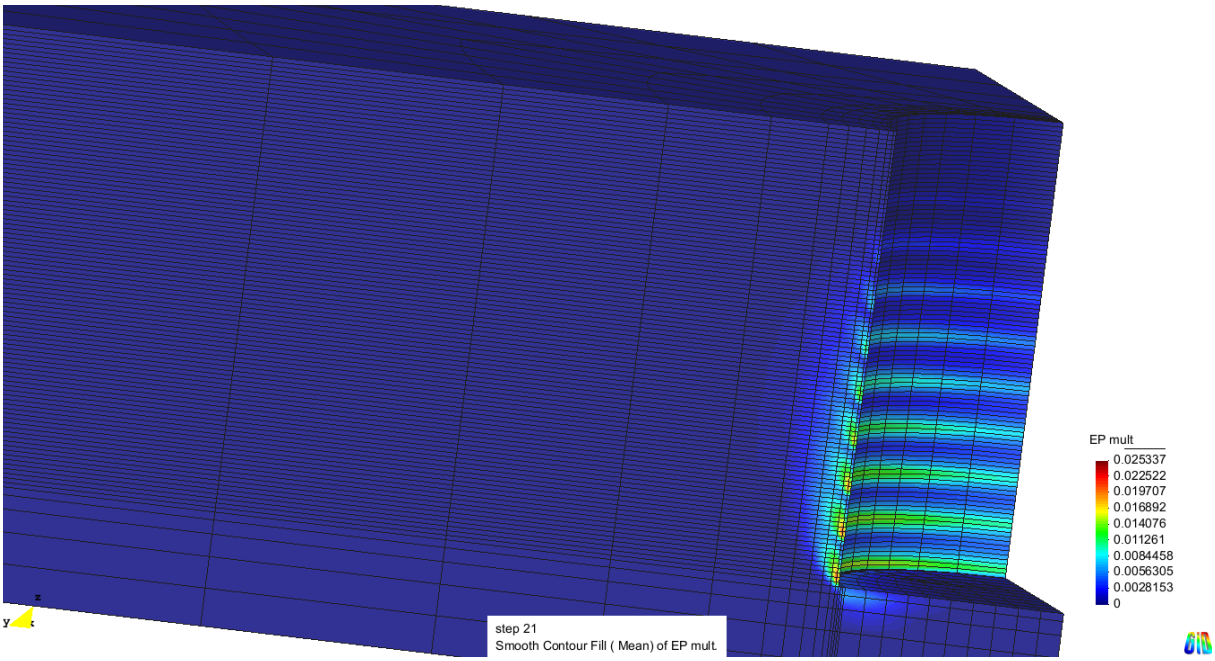


Figura 2. 46 – Multiplicadores plásticos na fase final ao longo do eixo menor da escavação

Constata-se que a forma das zonas em cedência é manifestamente distinta ao longo dos dois eixos da escavação. Enquanto que ao longo do eixo maior a plastificação é muito local, associada à fase de abertura dos painéis, ao longo do eixo menor, na zona mais plana do suporte, a plastificação é muito mais global, formando quase um contínuo a toda a altura da escavação. Em consequência a plastificação propaga-se até zonas bem mais afastadas do suporte, atingindo quase 5,0 m de distância à face.

A existência de extensas zonas plastificadas tem como consequência a deformação bem mais significativa do maciço, em especial nas zonas mais próximas do eixo menor da escavação. Na Figura 2. 47 apresentam-se as extensões horizontais no plano que contém eixo menor da escavação.

Verifica-se que a dimensão das zonas com extensões superiores a 0,5% é muito significativa, o que tem naturalmente consequências muito relevantes sobre a rigidez média do maciço. Percebe-se que, se se utilizar um modelo em que a rigidez varie em função da deformação, as deformações ao longo do eixo menor seriam ainda maiores.

O aspecto que, provavelmente, é mais relevante em termos de dimensionamento deste tipo de obras, é a amplitude dos esforços instalados no suporte. As figuras anteriores mostram que, ainda que as deformações e a plastificação do maciço sejam muito importantes, é ainda possível a escavação de um poço com a geometria indicada. A Figura 2. 48 mostra a evolução dos esforços no suporte, em profundidade, para várias posições em planta. As localizações escolhidas correspondem, sensivelmente, aos eixos maior e menor e a um ponto a cerca de 15,0 m do centro da escavação.

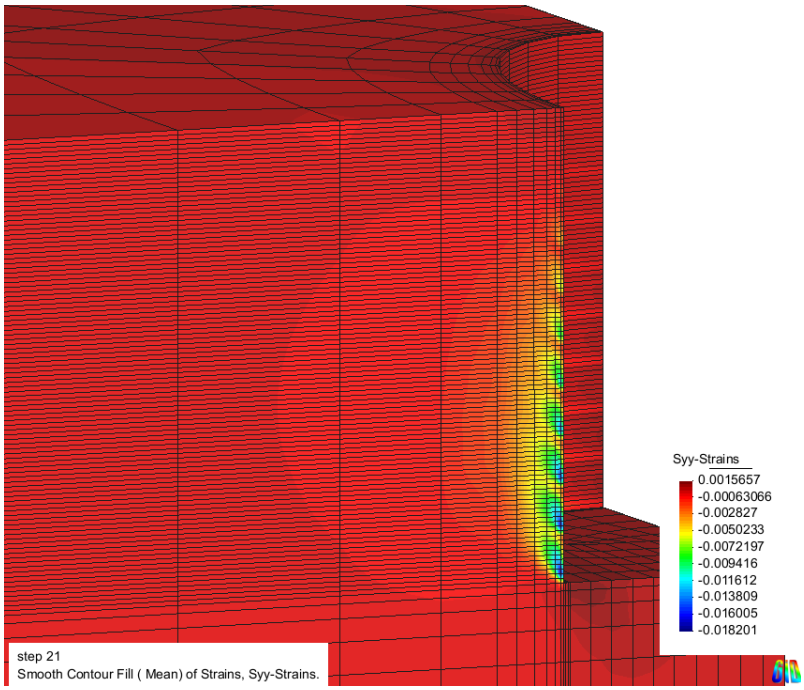


Figura 2. 47 – Extensões horizontais ao longo do eixo menor da escavação

A Figura 2. 48 torna clara as diferenças de esforços existentes nas várias pontos da elipse. No que se refere à magnitude dos esforços máximos, e comparando os esforços nos pontos correspondentes ao eixo maior e ao eixo menor, constata-se que os esforços de membrana variam pouco mais de 5%, decrescendo de cerca de 1980 *kN/m* para aproximadamente 1840 *kN/m.* Já no que toca aos esforços transversos, a evolução é naturalmente inversa, decrescendo os esforços de cerca de 75 *kN/m* para aproximadamente 50 *kN/m.* Esta evolução em sentido inverso corresponde ao facto de os esforços transversos no eixo maior se reflectirem como esforços axiais no eixo menor e vice-versa. Destruída a axissimetria, passa a haver momentos na direcção vertical e na direcção circunferencial. No que concerne aos primeiros, os mais relevantes, são superiores sobre o eixo menor, valendo no máximo cerca de 125 *kN.m/m,* valor aproximadamente 2,5 vezes superior ao do eixo maior, onde o momento máximo na direcção vertical é de cerca de 50 *kN.m/m.* Relativamente aos momentos na direcção circunferencial, são máximos sobre o eixo menor, atingindo cerca de 40 *kN.m/m*, valor que é cerca de 2,5 vezes superior ao momento máximo sobre o eixo maior, que vale cerca de 15 *kN.m/m.*

Sobre o eixo menor o raio de curvatura é maior, sendo portanto a rigidez inferior. Este facto faz com que aumentem os momentos na direcção vertical e diminuam os esforços transversos pois a maior deformação do maciço obriga à transferência de cargas, por efeito de arco, para as zonas adjacentes. Sobre o eixo maior o processo é naturalmente inverso, sendo superiores os esforços transversos e diminuindo os momentos na direcção vertical. Crescem no entanto os momentos na direcção circunferencial, sendo nesta secção sempre superiores aos calculados sobre a secção do eixo menor da escavação.

A magnitude dos esforços, em especial sobre o eixo menor da elipse, está próximo do limite compatível com uma espessura de betão projectado de apenas 30 *cm*, obrigando já à utilização

de taxas de armaduras importantes, o que não é muito aconselhável quando se recorre à projecção de betão. Tal significa que, para um raio médio de cerca de 15,0 *m*, seria possível a escavação de poços com razões entre o eixo menor e o eixo maior de cerca de 0,5.

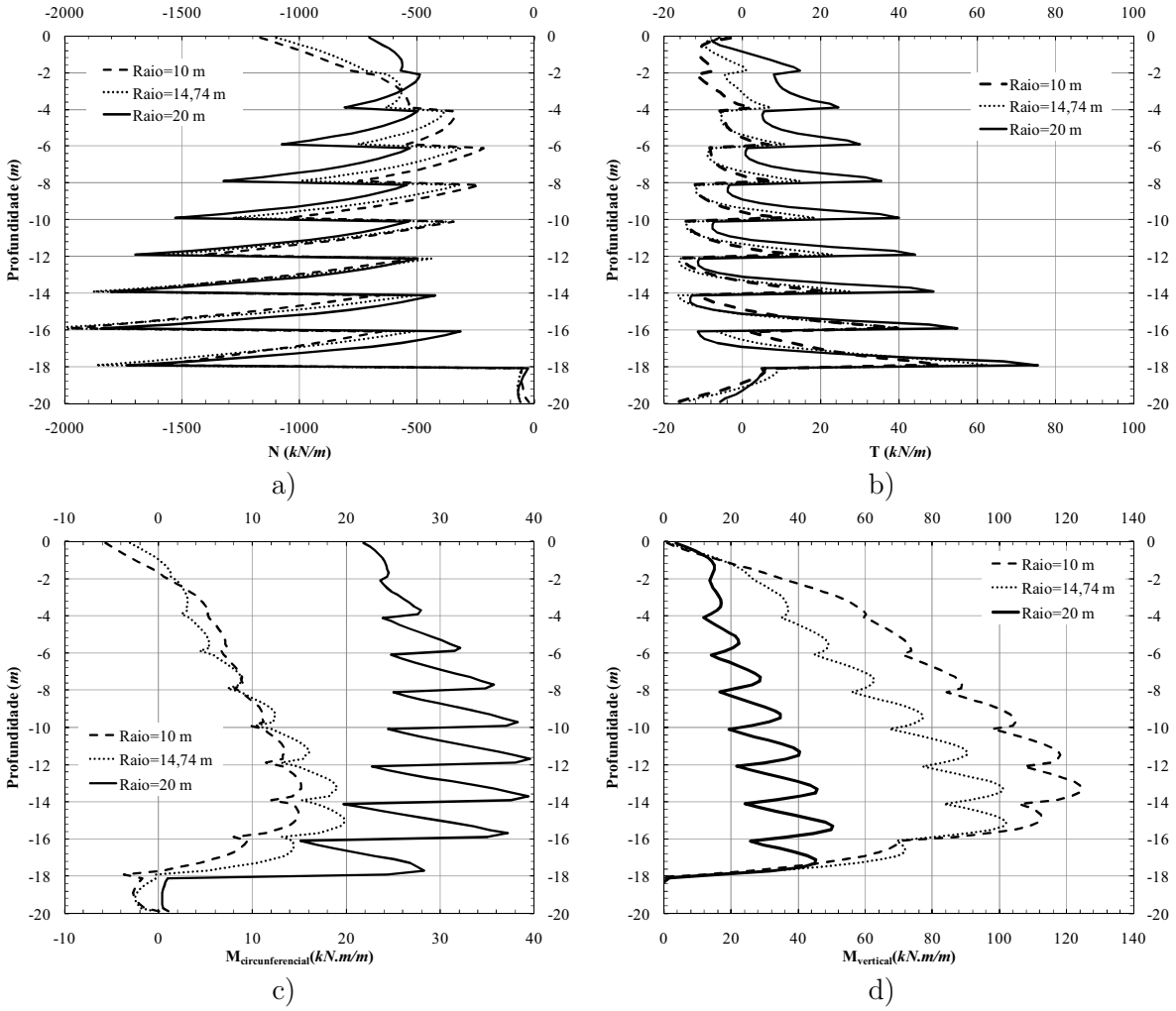


Figura 2. 48 – Esforços no suporte para várias posições na elipse: a) Esforços de membrana; b) Esforços transversos; c) momentos da direcção circunferencial; d) momentos da direcção vertical

Não se pode, no entanto, definir um valor limite para a razão entre o eixo maior e o eixo menor que seja compatível com o Método de Escavação Sequencial, visto que esse limite é também altamente dependente do raio médio do poço. Como se viu na secção anterior poços com diâmetros próximos dos 60,0 *m* já colocariam sérias dificuldades à utilização do Método de Escavação Sequencial pelo que, numa situação destas, dificilmente se poderia utilizar formas em que a razão entre o eixo menor e o eixo maior fosse inferior a 0,8. Caso o raio médio do poço seja muito pequeno, a título exemplificativo, inferior a 10,0 *m*, seria possível baixar a razão entre eixos para valores inferiores a 0,5.

2.6.2.3.3 Comparação dos deslocamentos para as várias elipses analisadas

A apresentação realizada no ponto anterior, para o poço com razão entre o eixo menor e o eixo maior da elipse igual a 0,5, constitui uma análise praticamente tão elucidativa como a

comparação de poços com várias elipses na medida em que daquele constam o suporte com maior e menor raio, logo, onde a deformação e os diversos esforços atingem valores extremos.

Apresenta-se, no entanto, a comparação dos deslocamentos sobre os eixos maior e menor para os 6 cálculos efectuados, referenciados no Quadro 2. 4. A Figura 2. 49 apresenta os deslocamentos no maciço, adjacente ao suporte, sobre o eixo menor da elipse, ao passo que a Figura 2. 50 apresenta a mesma variável para um ponto sobre o eixo maior.

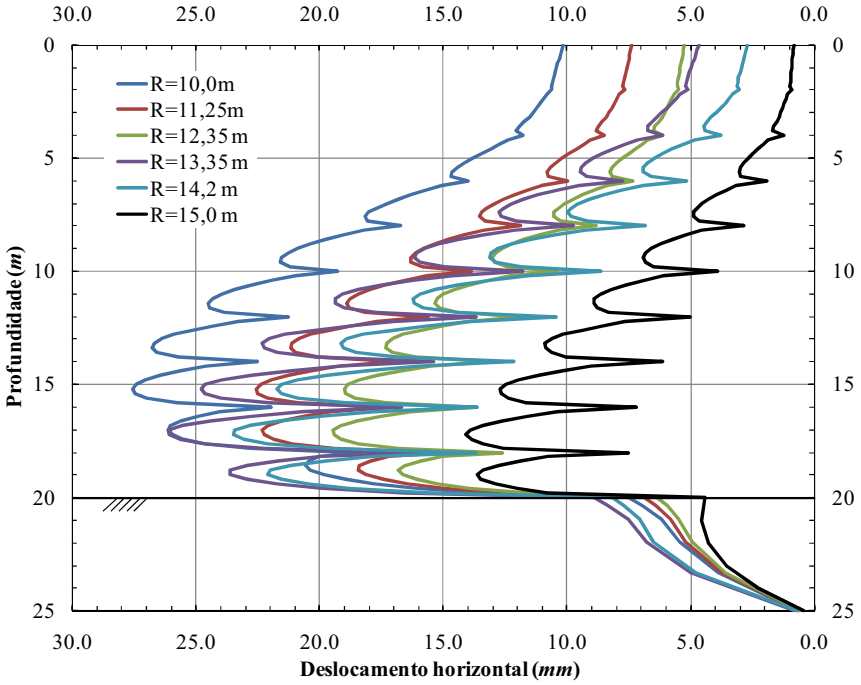


Figura 2. 49 – Deslocamentos do maciço sobre o eixo menor da elipse

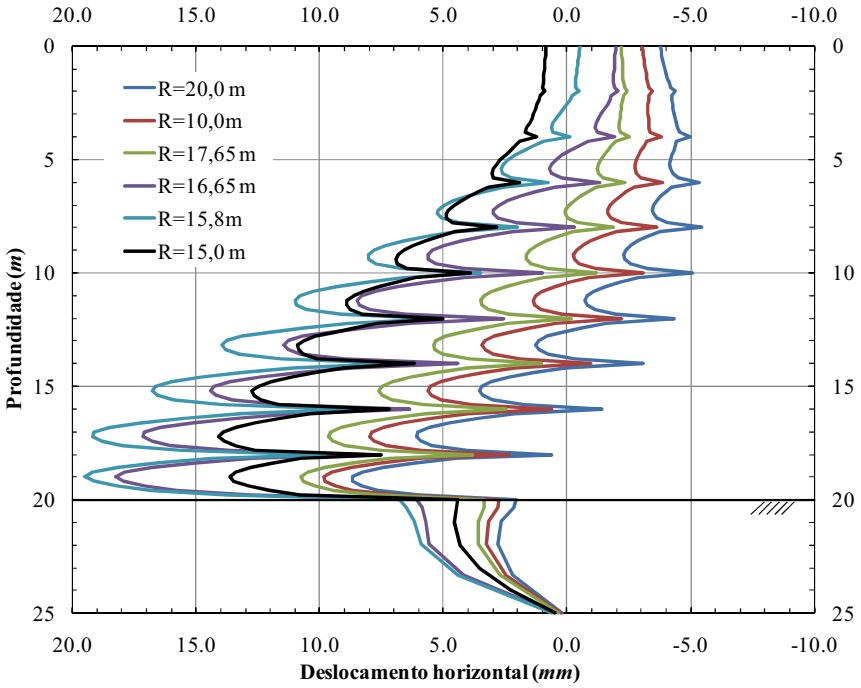


Figura 2. 50 – Deslocamentos horizontais do maciço sobre o eixo maior da elipse

No que concerne aos deslocamentos sobre o eixo menor da elipse, estes vão crescendo à medida que se diminui o parâmetro α, que quantifica a razão entre o eixo menor e o eixo maior, crescendo os deslocamentos máximos no maciço de cerca de 14 *mm* para 28 *mm*, ou seja, há duplicação do seu valor. Esse crescimento é acompanhado por uma maior uniformização do perfil de deslocamentos, isto é, crescem significativamente os deslocamentos à superfície e diminui a importância relativa dos deslocamentos dentro de cada painel escavado. Este fenómeno é motivado pela intensa plastificação do maciço nesta zona, que agora deixa de possuir um carácter local, associado à abertura dos painéis. É ainda o equilíbrio entre estes 2 aspectos, com efeitos antagónicos relativamente ao crescimento dos deslocamentos, que explica que alguns dos cálculos intermédios possuam valores de deslocamentos máximos que, aparentemente, não seguem a mesma sequência de crescimento.

No referente aos movimentos ao longo do eixo maior da escavação, o aspecto mais evidente é a divergência nos pontos mais superficiais, com maior significado à medida que cresce o parâmetro α. Em qualquer dos casos, dada a maior rigidez desta localização para as elipses mais alongadas, é também notório um perfil mais homogéneo de deslocamentos, mesmo tendo presente que os movimentos relativos dentro de cada painel têm valores muito semelhantes. A excepção ocorre apenas para os valores de α mais próximos da unidade, onde a maior deformação geral da escavação se faz também sentir neste extremo, pese embora o ligeiro crescimento da rigidez. Este fenómeno ocorre, todavia, apenas para as maiores profundidades.

Por último, reforce-se a importância dos movimentos agora analisados ao nível da rigidez do maciço. Com efeito, usou-se um modelo em que se assumiu constante o módulo de deformabilidade em profundidade e independente do nível de deformação. A análise apresentada mostra que no eixo menor as deformações são muito relevantes e, no eixo maior, são comparativamente muito mais pequenas, havendo até nos troços iniciais do maciço um movimento divergente. Mesmo que o maciço fosse uniforme, a variação inevitável da rigidez com a deformação, conduziria a que sobre o eixo menor os movimentos fossem ainda mais relevantes e menores sobre o eixo maior, amplificando o comportamento agora apresentado. Tomando-se modelos relativamente simples, em particular no que refere à deformação, este é um aspecto que deve ser tido em consideração.

2.6.2.4 Variação da profundidade de escavação

Além do Cálculo Base, com profundidade de escavação de 20,0 *m,* elaboraram-se duas modelações adicionais, considerando propriedades idênticas para o maciço e suporte e profundidades de escavação de 10,0 *m* e de 30,0 *m.* Parece claro que, mantendo-se as características do maciço em profundidade, o crescimento dos esforços e deformações será significativo. Pretende-se com esta modelação perceber os limites práticos de aplicação deste género de metodologia construtiva. Na simulação da escavação com profundidade 30,0 *m,* colocou-se a fronteira rígida a uma profundidade superior, ou seja, 35,0 *m,* por forma a se realizar a totalidade da escavação num maciço com propriedades que possam ser consideradas representativas de um solo residual do granito.

Na Figura 2. 51 apresenta-se os deslocamentos do maciço adjacente ao suporte para a fase final das três profundidades de escavação analisadas.

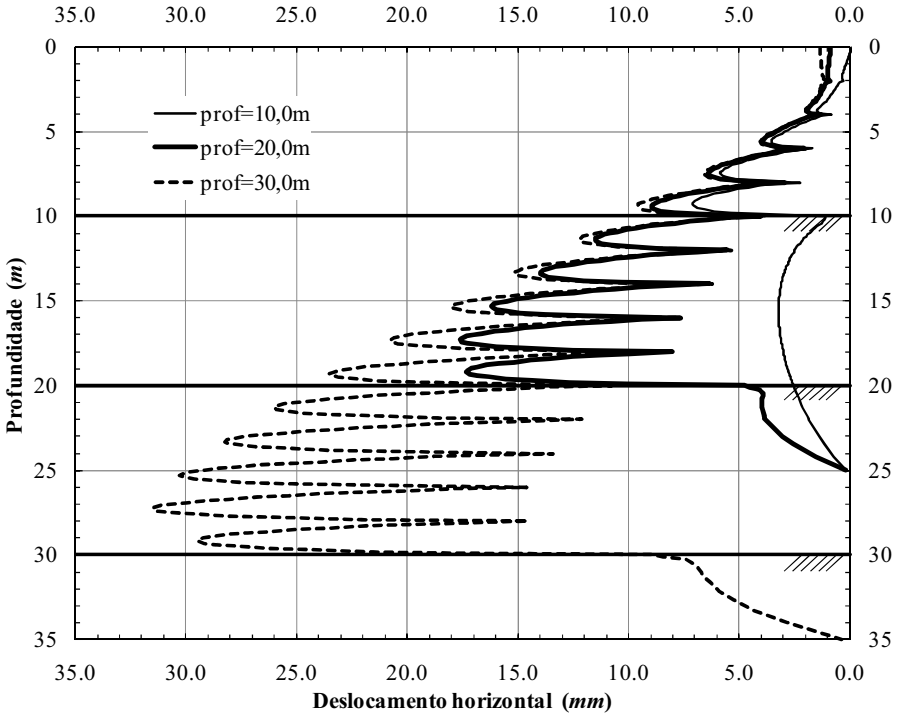


Figura 2. 51 – Deslocamentos no maciço adjacente ao suporte para escavações com diferentes profundidades

A Figura 2. 51 mostra um crescimento significativo dos deslocamentos máximos no maciço quando aumenta a profundidade de escavação, fenómeno quase evidente. Realce-se contudo que a taxa de crescimento dos deslocamentos é sensivelmente constante em profundidade. Efectivamente, a deformação máxima dentro de cada painel tem uma evolução quase linear em profundidade, havendo pouca influência nos deslocamentos a níveis superiores. Em qualquer dos casos, ao se aumentar a profundidade de escavação de 20,0 *m* para 30,0 *m,* os deslocamentos máximos no maciço crescem de 17,6 *mm* para 31,5 *mm*, o que corresponde a um aumento de cerca de 80%, valor superior à simples razão entre as profundidades de escavação

Fixando-se a análise na escavação do sétimo painel escavado, entre os 14,0 *m* e os 16,0 *m,* constata-se que, no Cálculo Base, o máximo deslocamento horizontal vale um pouco mais de 16 *mm* enquanto que no cálculo com profundidade de escavação de 30,0 *m* essa variável vale um pouco menos de 18 *mm*. Tal incremento corresponde a uma variação de apenas 10%, o que é manifestamente pouco significativo. Note-se ainda que, até aos 10,0 *m* de profundidade, as 3 curvas praticamente coincidem, provando a pouco influência desta variável no comportamento da obra, às mesmas cotas.

Às maiores deformações do maciço e maiores alívios de tensões, correspondentes à escavação a maiores profundidades, corresponderá certamente um crescimento de esforços. Na Figura 2. 52 apresenta-se a evolução dos esforços em profundidade para as 3 profundidades de escavação simuladas na análise agora apresentada.

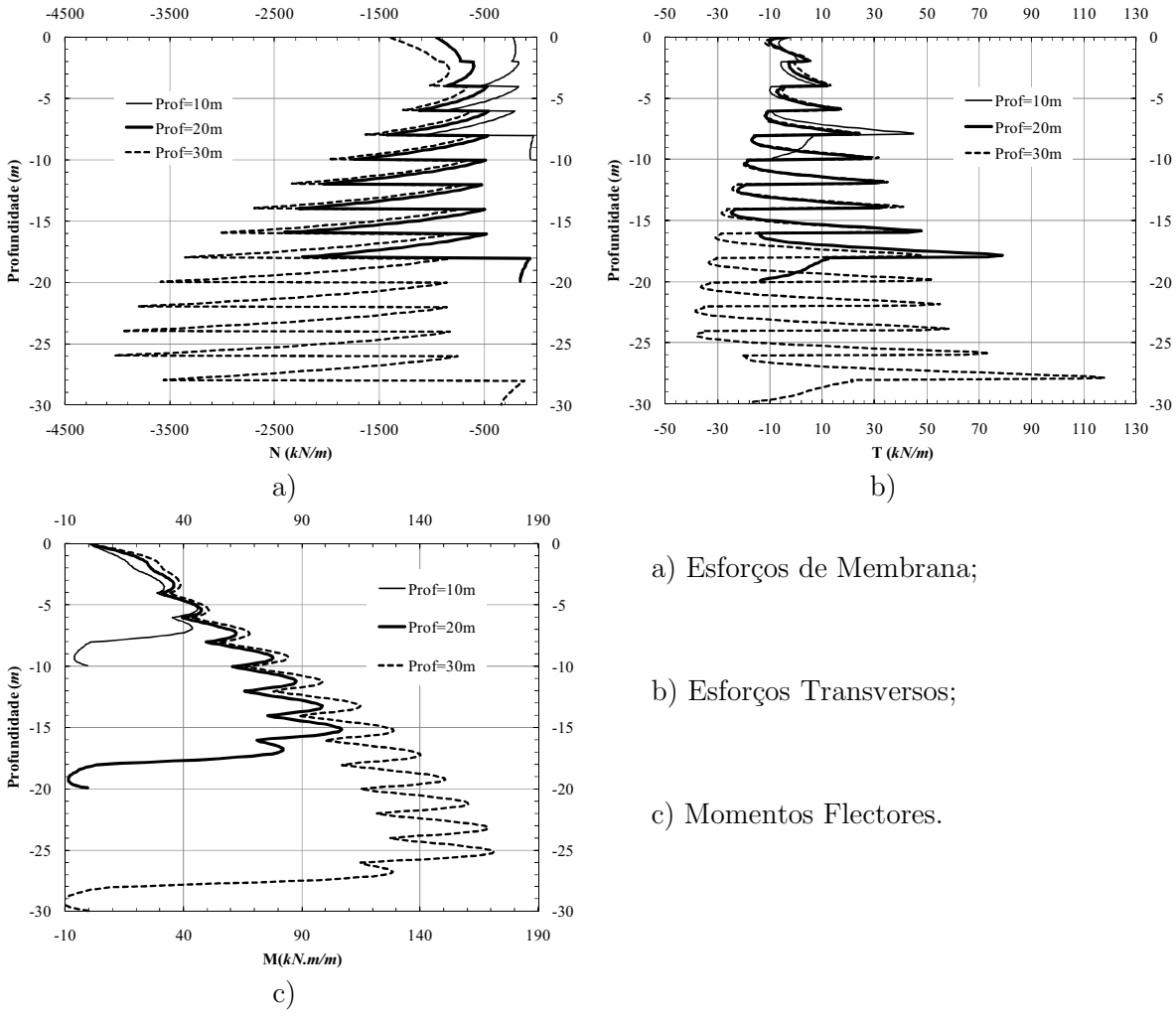


Figura 2. 52 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes profundidades de escavação

De um modo geral os comentários realizados para as deformações do maciço são aplicáveis aos esforços, como se pode constatar pela análise da Figura 2. 52. Apenas um aspecto adicional merece comentário relativamente aos anteriores e prende-se como o facto de haver uma diferença significativa nos esforços de membrana dos vários cálculos, para profundidades entre os 0,0 *m* e os 5,0 *m*. Para estas cotas a diferença nos movimentos do maciço era pouco notória ao passo que, por exemplo no primeiro painel escavado, os esforços de membrana variam entre sensivelmente 200 *kN/m* e 1300 *kN/m*. Esta diferença tão marcada está sobretudo associada ao facto de a escavação de níveis inferiores, onde a cedência do maciço é superior, obrigar a uma transferência de esforços para cotas superiores, efeito que é bem visível nas figuras apresentadas.

Refira-se ainda que estes cálculos tiveram como objectivo a compreensão da variável profundidade da escavação sendo que alguns dos esforços apresentados para o caso com maior profundidade já não são compatíveis com um suporte de 30 *cm* de espessura. Naturalmente que um aprofundamento tão significativo da obra obrigava a aumentar a espessura do suporte, o que contribuiria para uma homogeneização dos deslocamentos em altura.

2.6.2.5 Variação da altura do painel de escavação

A variação da altura do painel de escavação pode ter uma importância muito significativa no desempenho dos poços escavados pelo Método de Escavação Sequencial uma vez que, como se viu na discussão do resultados associados ao Cálculo Base, uma parte muito significativa dos movimentos ocorre antes da instalação do suporte e, muito particularmente, durante a fase em que o painel se encontra totalmente não suportado.

Acontece, todavia, que a liberdade, em termos práticos, para a variação deste parâmetro é muito reduzida. Por um lado, o utilizar alturas de escavação superiores a 2,0 *m* obrigaria a que a projecção de betão fosse realizada com o recurso a *robots* de projecção ou com o auxílio de meios elevatórios, o que encareceria a operação e a tornaria mais demorada. Por outro lado, a redução da altura dos painéis reflecte-se directamente, e de forma negativa, no cronograma da obra, fazendo aumentar o número de fases de escavação. Além deste aspecto negativo, não será possível baixar a altura do painel de escavação para valores inferiores a 1,0 *m*, sob pena de tornar pouco atractivo este método construtivo.

Em face das condições apresentadas nos parágrafos anteriores, procedeu-se a um cálculo, partindo das condições do Cálculo Base, mas reduzindo a altura de escavação de cada painel para o valor mínimo razoável, ou seja, 1,0 *m*. Tal efeito fez aumentar o número de etapas de cálculo de 21 para 41.

O efeito da variação da altura de escavação em cada painel far-se-á sentir ao nível dos deslocamentos do maciço, dos esforços instalados e também, de forma muito vincada, na extensão das zonas em cedência adjacentes ao maciço. Procurar-se-á compreender a importância deste parâmetro focando-se a análise nestes três aspectos.

A Figura 2. 53 apresenta a evolução dos deslocamentos finais no maciço adjacente ao suporte para toda a altura da escavação, mostrando que a redução da altura de escavação tem um efeito notório no diagrama de deslocamentos finais do maciço, havendo uma redução de cerca 25% dos deslocamentos máximos observados. Repare-se que essa redução assume ainda maior importância na medida em que a acção agora analisada apenas se reflecte nos deslocamentos anteriores à instalação do suporte. Fixando-se a análise nos pontos entre as cotas -16,0 *m* e -18,0 *m*, onde ocorrem os deslocamentos máximos, verifica-se que, dentro do painel, há diferenças de deslocamentos de cerca de 8 *mm*. Já no cálculo em que a altura do painel a escavar é reduzida para 1,0 *m,* a diferença máxima de deslocamentos horizontais dentro do painel é de apenas 6,0 *mm*.

Um outro aspecto assinalável prende-se com o número de deslocamentos máximos relativos que passou agora, como seria de esperar, para o dobro, em consequência do aumento do número de fases de escavação para o dobro.

Uma última questão a salientar refere-se à extensão das zonas plastificadas e magnitudes das deformações plásticas. Com uma maior altura do painel escavado estas zonas estendem-se, no máximo, quase 3 *m* para lá do suporte (ver Figura 2. 28) enquanto que no cálculo com menor altura do painel escavado essa extensão fica contida numa distância de 1 *m* atrás do suporte.

De igual forma, decrescem significativamente os movimentos associados a deformações plásticas, sendo a magnitude máxima da ordem do dobro comparando ambos os cálculos.

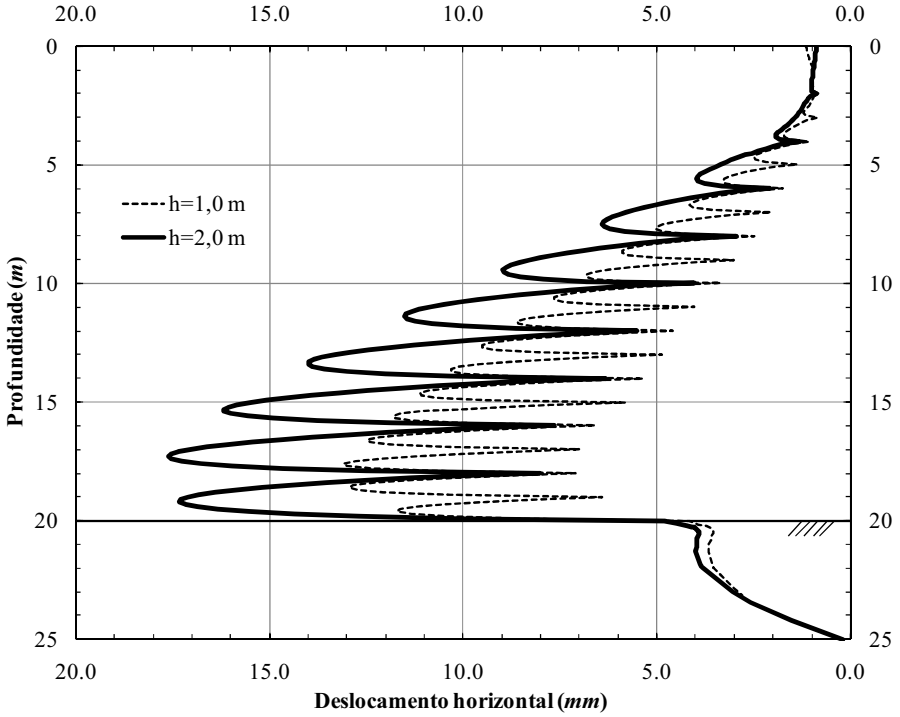
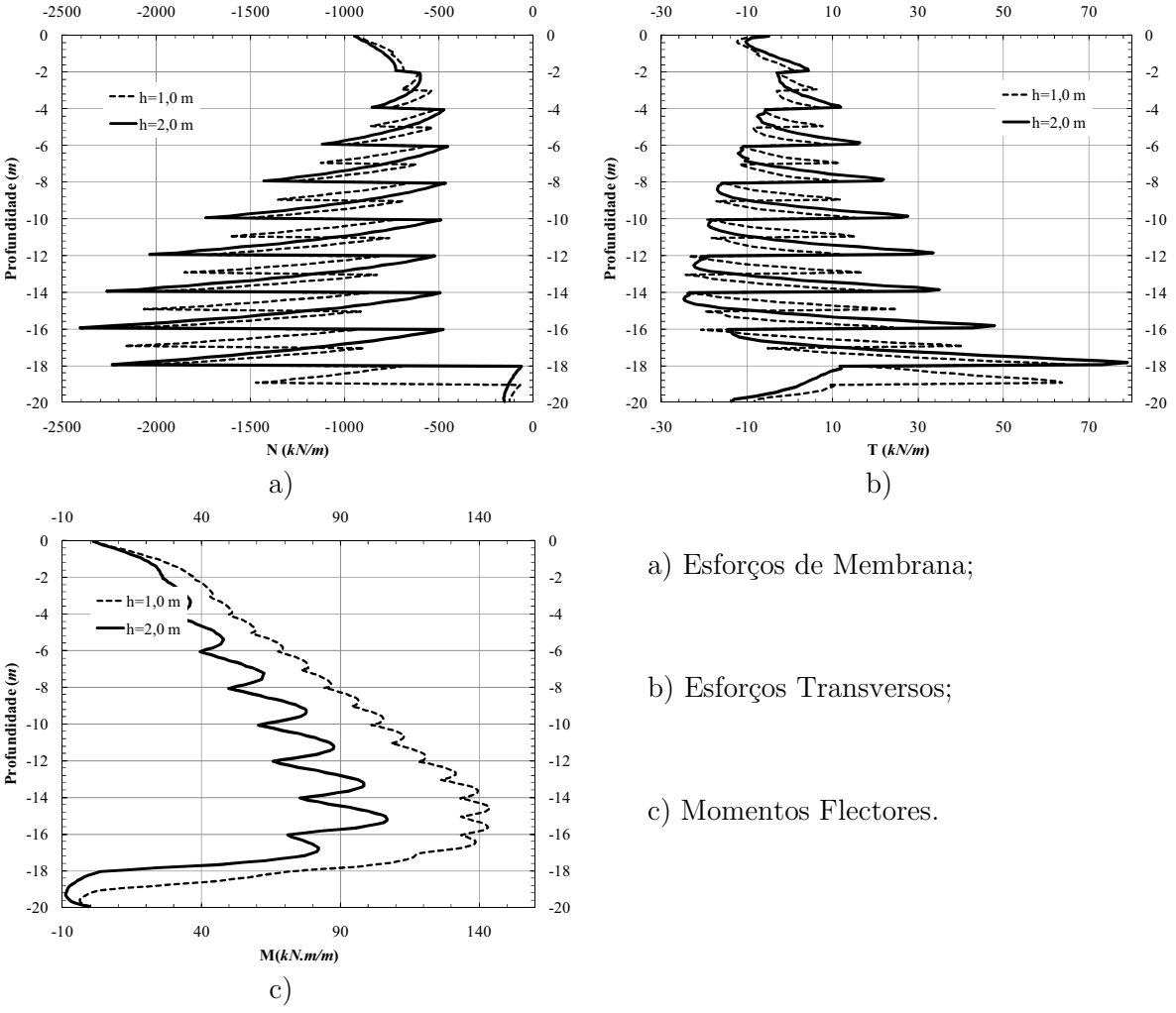


Figura 2. 53 – Variação dos deslocamentos finais do maciço adjacente ao suporte em função da altura do painel de escavação

Os esforços no suporte, directa consequência dos deslocamentos e extensão das zonas plastificadas do maciço, são outro dos elementos a comparar na medida em que a sua variação se reflecte directamente nos custos da estrutura de contenção. A Figura 2. 54 apresenta para as alturas de escavação dos painéis de 1,0 m e 2,0 m a evolução dos esforços transversos, esforços de membrana e momentos flectores em profundidade.

A Figura 2. 54 mostra que, mais até do que nos deslocamentos finais, a variação da altura de escavação do painel tem impactos muito significativos nos esforços instalados no suporte. Um primeiro aspecto a realçar prende-se com a introdução de mais pontos de inversão dos esforços nas curvas relativas aos painéis com 1,0 m de altura, correspondentes à duplicação do número de etapas construtivas.

Ao contrário do que acontece na generalidade das análises paramétricas efectuadas ao longo deste capítulo, os esforços não evoluem todos no mesmo sentido ao variar-se a altura de escavação do painel. Efectivamente, ao reduzir-se esta altura diminuem os deslocamentos horizontais, bem como os esforços de membrana e os esforços transversos. No entanto, os momentos flectores na direcção vertical aumentam. Os esforços transversos máximos são reduzidos de cerca de 19%, os esforços de membrana de cerca de 10% mas os momentos flectores crescem quase 43%. Como referido na análise aos resultados do Cálculo Base, próximo do fundo do suporte a rigidez à flexão é ainda elevada quando comparada com a rigidez de membrana, pelo que aqueles esforços vão crescendo. Com a diminuição da altura de escavação do painel esse efeito é ainda mais importante, fazendo com que aumentem os esforços de flexão.



a) Esforços de Membrana;

b) Esforços Transversos;

c) Momentos Flectores.

Figura 2. 54 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes alturas dos painéis de escavação

Ainda relativamente aos momentos flectores, a diminuição da altura de escavação do anel torna-os muito mais uniformes em profundidade, diminuindo as diferenças relativas dentro de cada painel.

No que refere aos esforços de membrana, pese embora diminuam os valores máximos dos esforços quando se diminui a altura do painel, o integral dos esforços ao longo de toda a altura cresce, reflectido o maior trabalho do suporte e a menor deformação do maciço. O diminuir da altura de escavação tem pois o mérito de tornar os esforços mais uniformes ao longo da altura de escavação, atenuando os picos.

2.6.3 Características do suporte

2.6.3.1 Estudos efectuados

A variação das características do suporte prende-se sobretudo com a variação da sua espessura e com o valor do módulo de *Young* assumido para o betão projectado. A questão da espessura do suporte é, neste tipo de obras, muito relevante na medida em que a rigidez à flexão e a rigidez de membrana não crescem proporcionalmente. Assim uma pequena variação da

espessura pode conduzir a uma repartição dos esforços consideravelmente distinta, permitindo deste modo uma optimização do dimensionamento de uma determinada obra.

Em termos dos regulamentos estruturais (Eurocódigo 2, 2004) a variação do módulo de deformabilidade do betão é relativamente reduzida, mesmo considerando diferentes classes de resistência. No entanto é comum em cálculos geotécnicos a consideração de um módulo de *Young* menor, cerca de metade do sugerido regulamentarmente, para se ter em conta os efeitos diferidos do betão, conseguindo-se assim uma previsão mais realista dos deslocamentos do maciço. Acresce que, no tipo de estruturas aqui estudadas, o carregamento do suporte é feito em idades relativamente jovens, o que daria força à possibilidade de considerar valores menores para o módulo de deformabilidade. Esta ponderação é todavia dicotómica na medida em que, se as deformações podem ser mais adequadamente previstas, os esforços vêm diminuídos, o que é anti-conservativo, em termos de dimensionamento estrutural. A percepção da influência deste fenómeno é pois fundamental para um correcto domínio do projecto pelo Método de Escavação Sequencial.

O Quadro 2. 5 apresenta os parâmetros que se variaram nos estudos paramétricos relativos às características do suporte bem como os valores assumidos para cada uma das variáveis nos vários cálculos efectuados. As restantes variáveis assumiram os valores adoptados no Cálculo Base.

Quadro 2. 5 - Estudos paramétricos relativos às características do suporte – variáveis objecto de parametrização

Subgrupo	Designação variável	Valores Assumidos				
Espessura do suporte	**esp (*m*)**	0.20	**0.30**	0.40	0.50	0.60
Módulo de deformabilidade do betão	**E (*GPa*)**			15.0	20.0	**30.0**

2.6.3.2 Variação da espessura do suporte

A variação da espessura do suporte produz uma alteração relativa da relação entre rigidez à flexão e rigidez de membrana, pelo que se torna importante a compreensão dos fenómenos de redistribuição interna de esforços e as suas consequências ao nível do comportamento global da estrutura. A Figura 2. 55 apresenta os deslocamentos do maciço imediatamente atrás do suporte em função da espessura deste.

Da observação da Figura 2. 55 resulta, numa primeira impressão, que a importância da variação da espessura é relativamente reduzida nos deslocamentos finais do maciço, pelo menos em comparação com as variáveis até agora analisadas. Efectivamente, ao se aumentar a espessura do suporte de 20 *cm* para 60 *cm,* o deslocamento horizontal máximo baixa de 19,0 *mm* para 16,0 *mm*, uma redução de cerca de 15%. No entanto, tendo presente que a parte mais significativa dos deslocamentos ocorre previamente à instalação do suporte, percebe-se que essa importância relativa é na realidade superior. Saliente-se que o acréscimo da espessura do suporte faz com que a parcela dos deslocamentos anteriores à aplicação do betão projectado seja, relativamente, ainda mais importante.

Face às curvas apresentadas na Figura 2.55, parece claro que há processos mais eficientes para a redução das deformações globais. No entanto, em face da dimensão dos esforços presentes, o

aumento da espessura surge por necessidades estruturais e não apenas para conter as deformações dentro de determinados valores.

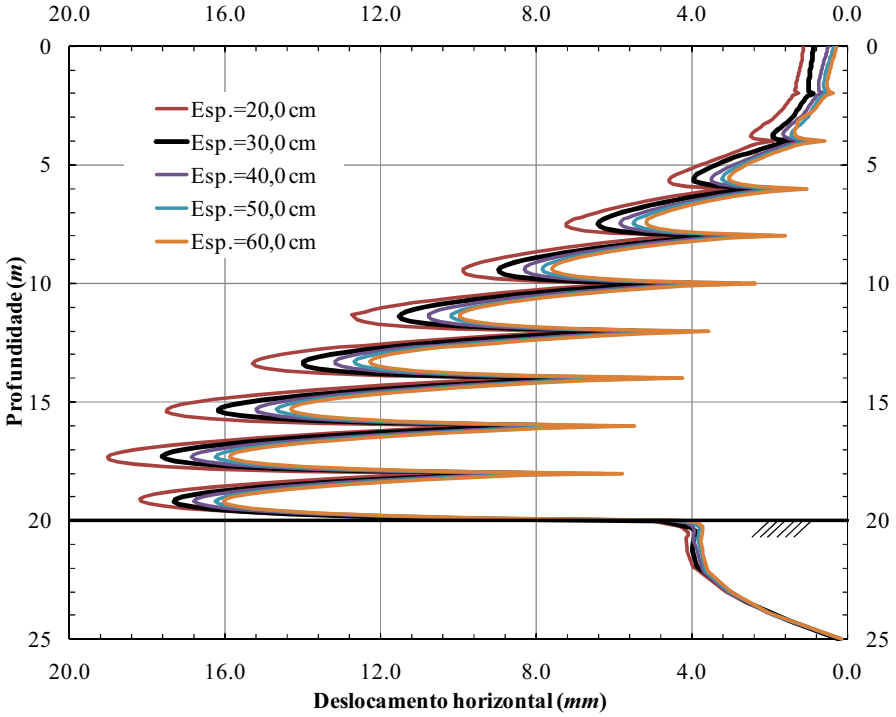


Figura 2. 55 – Deslocamentos ao longo da altura da escavação em função da espessura do suporte

Tal como se procedeu para as restantes análises, elaboraram-se gráficos de variação de esforços em profundidade, em função da variação da espessura do suporte. A Figura 2. 56 apresenta essa evolução. Relembre-se que, sendo os esforços de membrana directamente proporcionais ao deslocamento do suporte e à sua espessura, a sua análise permite avaliar a parcela de deformação que ocorre posteriormente à aplicação do betão projectado.

Da análise da Figura 2. 56 resulta uma significativa diferença nos momentos flectores instalados no suporte, ao passo que os esforços transversos e axiais não sofrem variações muito significativas. Este comportamento é a directa consequência do aumento da espessura produzir um considerável aumento da rigidez à flexão, sensivelmente proporcional ao quadrado da espessura, enquanto a rigidez de membrana cresce proporcionalmente à espessura. Refira-se ainda que o aumento da rigidez do suporte implica que globalmente o maciço se deforme menos, o que tem como consequência uma redução do trabalho deste e um aumento dos esforços instalados no suporte.

Analisando-se os valores máximos registados para cada um dos esforços verifica-se que, variando a espessura de 20 *cm* para 60 *cm* o momento flector máximo cresce cerca de 27 *kN.m* para 299 kN.m, ou seja, um aumento superior a 10 vezes. Já relativamente aos esforços de membrana, os esforços crescem de 2158 *kN/m* para 2758 *kN/m* o que corresponde a um aumento inferior a 30%, o que se pode considerar pouco significativo já que a espessura do suporte triplicou. Os esforços transversos crescem quase 80%, em consequência da menor deformação do maciço, o que conduz a tensões horizontais finais no maciço superiores.

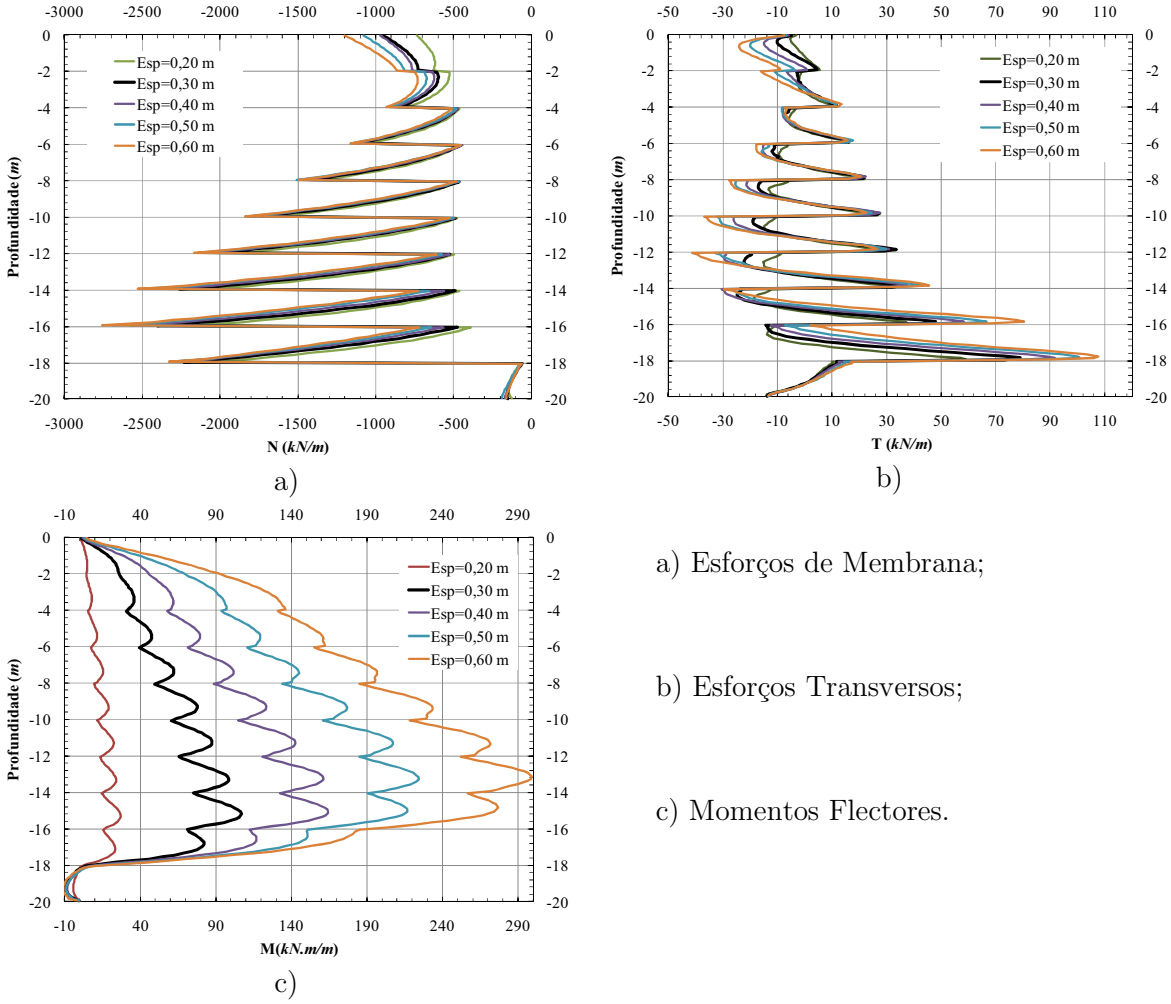


Figura 2. 56 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes espessuras do suporte

Ainda relativamente aos esforços axiais, embora o crescimento destes seja apenas de 30% quando se passa de um suporte com espessura de 20 *cm* para 60 *cm*, a rigidez de membrana triplicou, o que implica que a deformação do suporte seja praticamente 1/3 da registada para o caso do suporte com 20 *cm* de espessura.

2.6.3.3 Variação do módulo de deformabilidade do suporte

O estudo efectuado ao longo deste ponto tem como objectivo compreender, ainda que de forma indirecta, em que medida os fenómenos de fluência de betão e carregamento prematuro do betão têm influência nos deslocamentos observados no maciço e no suporte e nos esforços instalados neste. No que refere aos esforços, a análise é particularmente importante pois, é sabido, que no projecto geotécnico, se consideram frequentemente módulos de deformabilidade da ordem de metade dos regulamentares como meio de prever mais adequadamente as deformações do maciço.

Saliente-se contudo que, ao variar-se apenas o módulo de *Young* do betão, mais não se faz do que uma análise muito simplificada, uma vez que o próprio carregamento, ao ser feito em fases

de escavação claramente desfasados no tempo, é consumado com variação de rigidez do suporte, sendo portanto um assunto muito complexo e que ultrapassa o âmbito desta tese.

Para a abordagem realizada, a percepção do fenómeno é ainda mais simples que a do ponto anterior na medida em que a variação do módulo de deformabilidade se reflecte de igual forma na variação da rigidez de membrana e da rigidez de flexão. A Figura 2. 57 apresenta, para os diferentes módulos de deformabilidade adoptados para o betão, os deslocamentos finais no maciço imediatamente atrás do suporte.

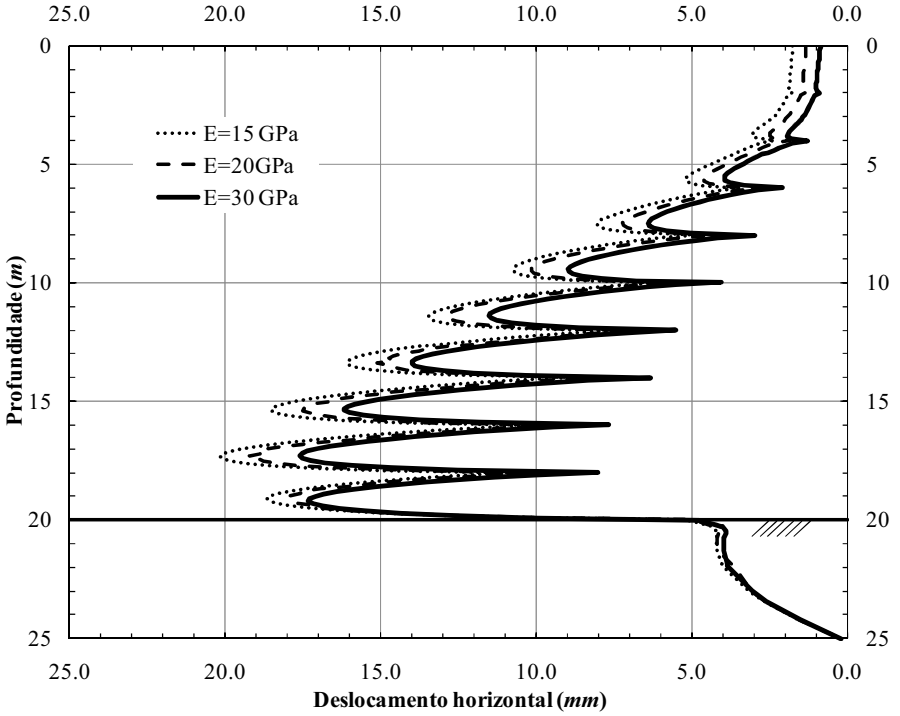


Figura 2. 57 – Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte em função do módulo de *Young* do betão

Como se pode observar da figura, a redução do módulo de deformabilidade do betão produz um aumento dos deslocamentos quase directamente proporcional à parcela destes que ocorre após a escavação. Comparando as duas situações extremas, verifica-se que os deslocamentos máximos se reduzem de cerca de 20 *mm* para um valor ligeiramente superior a 17 *mm*. Tendo presente que, como referido atrás, a grande maioria das deformações ocorre antes da instalação do suporte, a redução é substancial. No entanto, ao contrário do que acontece em obras correntes de contenção, onde o suporte é integralmente instalado antes da escavação, nos poços construídos pelo Método de Escavação Sequencial a influência global na deformação do maciço é pequena, pelo que não é a variação do módulo de *Young* do betão que permite prever de forma controlada a deformação. A este facto acresce a influência sobre os esforços, introduzindo-se um factor de erro que em nada contribui para a melhoria da qualidade do projecto.

Na Figura 2. 58 apresenta-se a variação dos esforços no suporte, em função do módulo de *Young* adoptado para o betão.

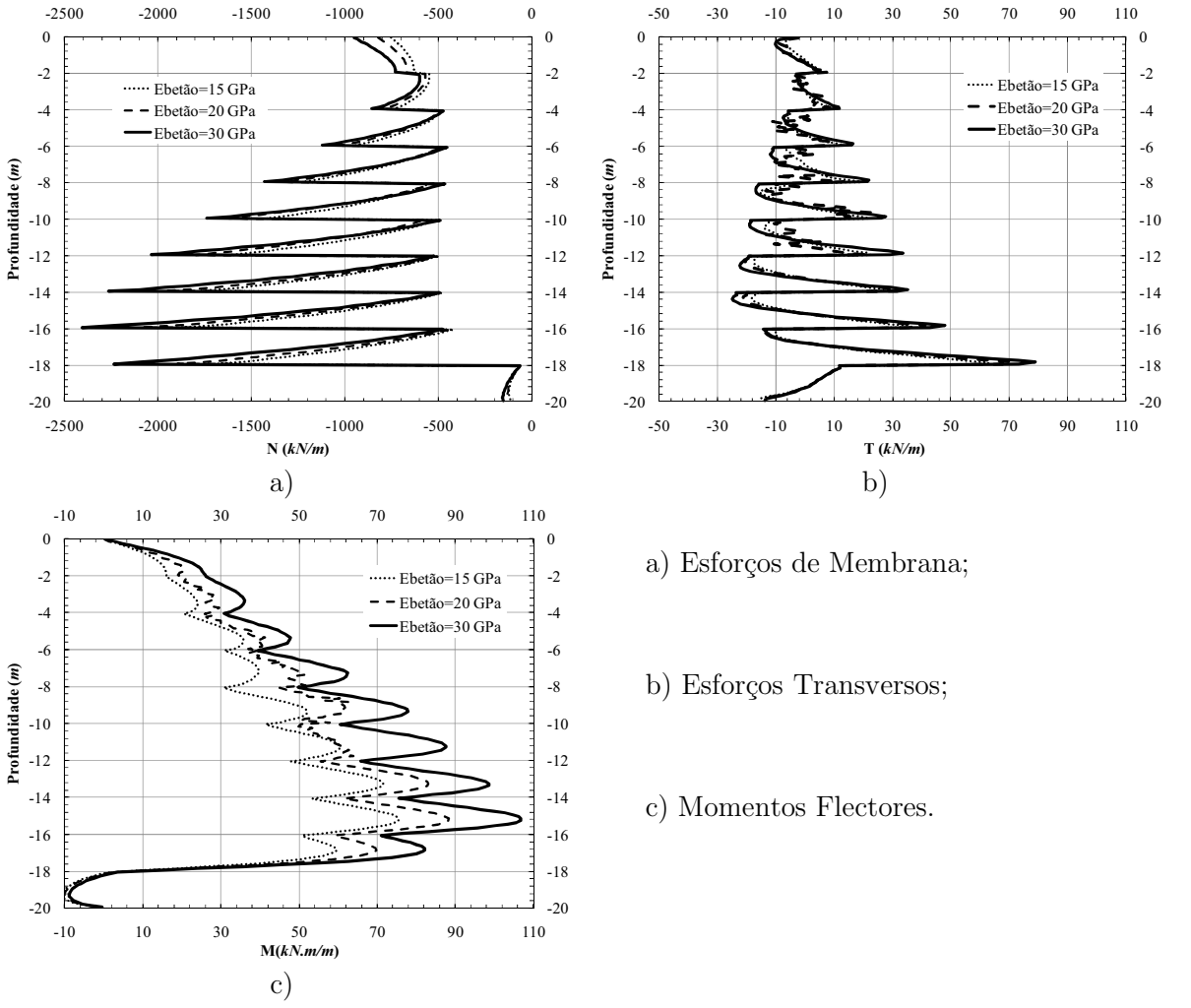


Figura 2. 58 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes módulos de *Young* do betão

Os gráficos da Figura 2. 58 mostram uma ligeira variação de todos os esforços com o módulo de deformabilidade do betão, consequência da nova redistribuição de tensões entre o maciço e o revestimento em betão. Ao se variar o módulo de deformabilidade de 30 *GPa*, sensivelmente o valor regulamentar, para 15 *GPa*, a diminuição dos esforços de membrana e dos esforços transversos é ligeiramente superior a 20% enquanto a redução dos momentos flectores atinge quase 30%. Estes são valores muito significativos, e que têm importantes consequências no dimensionamento das secções de betão armado.

Em face dos valores atrás apresentados, deve ser enfatizado que a consideração, no projecto geotécnico, de um módulo de deformabilidade para o betão menor do que o sugerido nos regulamentos pode permitir uma melhor aproximação aos assentamentos à superfície mas conduz também a uma redução dos esforços nos elementos estruturais, o que pode ser contrário à segurança. No caso dos poços construídos pelo Método de Escavação Sequencial é também discutível até que ponto as deformações são correctamente modeladas já que a grande parcela da deformação do maciço ocorre antes da instalação do suporte, ao contrário do que acontece nas obras de contenção correntes. Assim sendo, é opinião do autor que esta metodologia deve

ser usada com muitas reservas uma vez que, em determinados momentos da obra, pode conduzir a dimensionamentos não seguros.

2.6.4 Parâmetros resistentes do maciço

2.6.4.1 Estudos efectuados

Ao longo deste ponto procurar-se-á analisar a importância das características resistentes do maciço no comportamento dos poços, sempre tendo como ponto de partida o Cálculo Base relativo a uma situação axissimétrica.

A consideração da condição não saturada tem também influência sobre as propriedades resistentes nomeadamente ao aumentar a componente coesiva do material. No entanto, a análise da influência da condição não saturada far-se-á numa secção específica.

O Quadro 2. 6 apresenta a lista de variáveis consideradas nos cálculos em que se fez variar as características resistentes do maciço bem como os valores considerados.

Quadro 2. 6 - Estudos paramétricos relativos às características resistentes do maciço – variáveis objecto de parametrização e respectivos valores

Subgrupo	Designação variável	Valores Assumidos				
Coesão	**c (*kPa*)**	10,0	**20,0**	50,0	100,0	500,0
Ângulo de atrito	**$\phi'(^0)$**	25,0	30,0	**35,0**	40,0	45,0
Coeficiente de impulso em repouso	**K_0**	0,4	0,5	**0,6**	0,8	1,0

2.6.4.2 Coesão do maciço

Fizeram-se variar os valores de coesão entre um mínimo de 10 *kPa* e um máximo de 500 *kPa*, intervalo que em muito ultrapassa os limites aceitáveis para um solo residual do granito. No entanto, a variação destas propriedades está intimamente ligada à alteração do material e, nestas circunstâncias, o valor mais alto apresentado corresponderia já a um material do tipo rochoso, uma interface "IGM", *Intermediate Geological Material,* na literatura internacional. Valores de coesão entre 0 *kPa* e 50 *kPa* são relativamente correntes nos solos residuais da região Norte de Portugal, como se pode constatar da observação do Quadro 1.2, em que se apresenta, para vários solos residuais do granito da região Norte de Portugal, os parâmetros resistentes obtidos em ensaios triaxiais.

Da análise efectuada durante o Cálculo Base percebeu-se que, durante a fase de abertura de um painel, na medida em que se anulam as tensões horizontais mantendo-se praticamente inalteradas as tensões verticais, ocorrem deformações plásticas relevantes no maciço, sendo que o parâmetro que mais directamente controla essa cedência é a coesão do maciço. Este parâmetro assume pois relevância vital na estabilidade do solo próximo da frente de escavação e o seu aumento reduz significativamente as zonas em cedência, com a consequente diminuição dos deslocamentos do maciço. Ainda relacionado com o tema, a utilização do Método de Escavação Sequencial não seria possível num maciço puramente atrítico, pelo que um intercepto coesivo mínimo de cerca de 5 *kPa* é sempre necessário para garantir a estabilidade da face não suportada no momento em que se procede à abertura dos painéis de escavação.

A primeira análise efectuada relacionou-se com os deslocamentos no tardoz da escavação pelo que se apresenta na Figura 2. 59 as deformações do maciço imediatamente atrás do suporte.

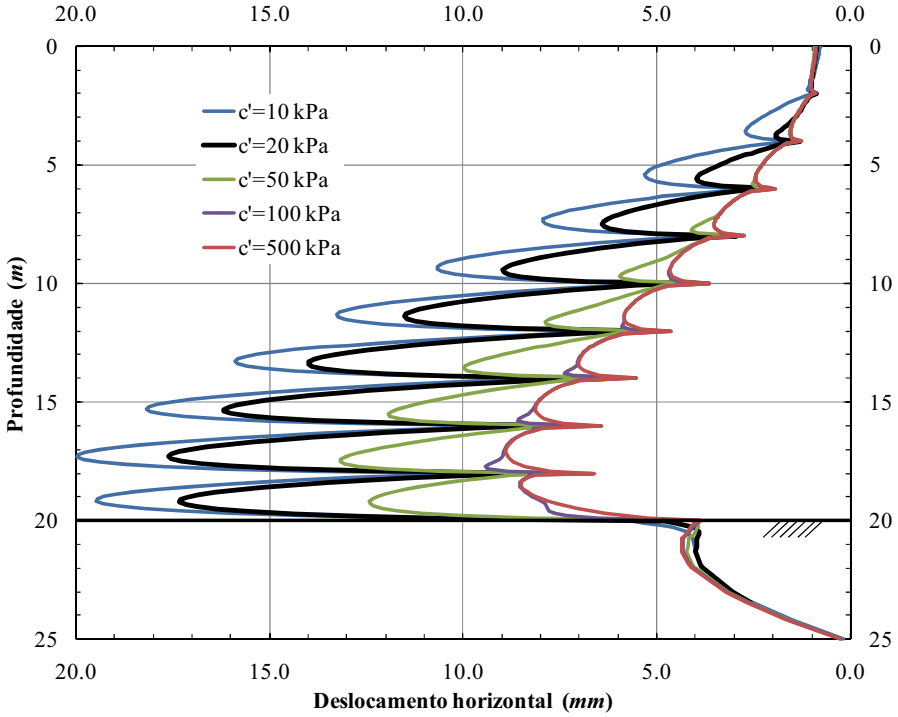


Figura 2. 59 - Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para vários valores da coesão

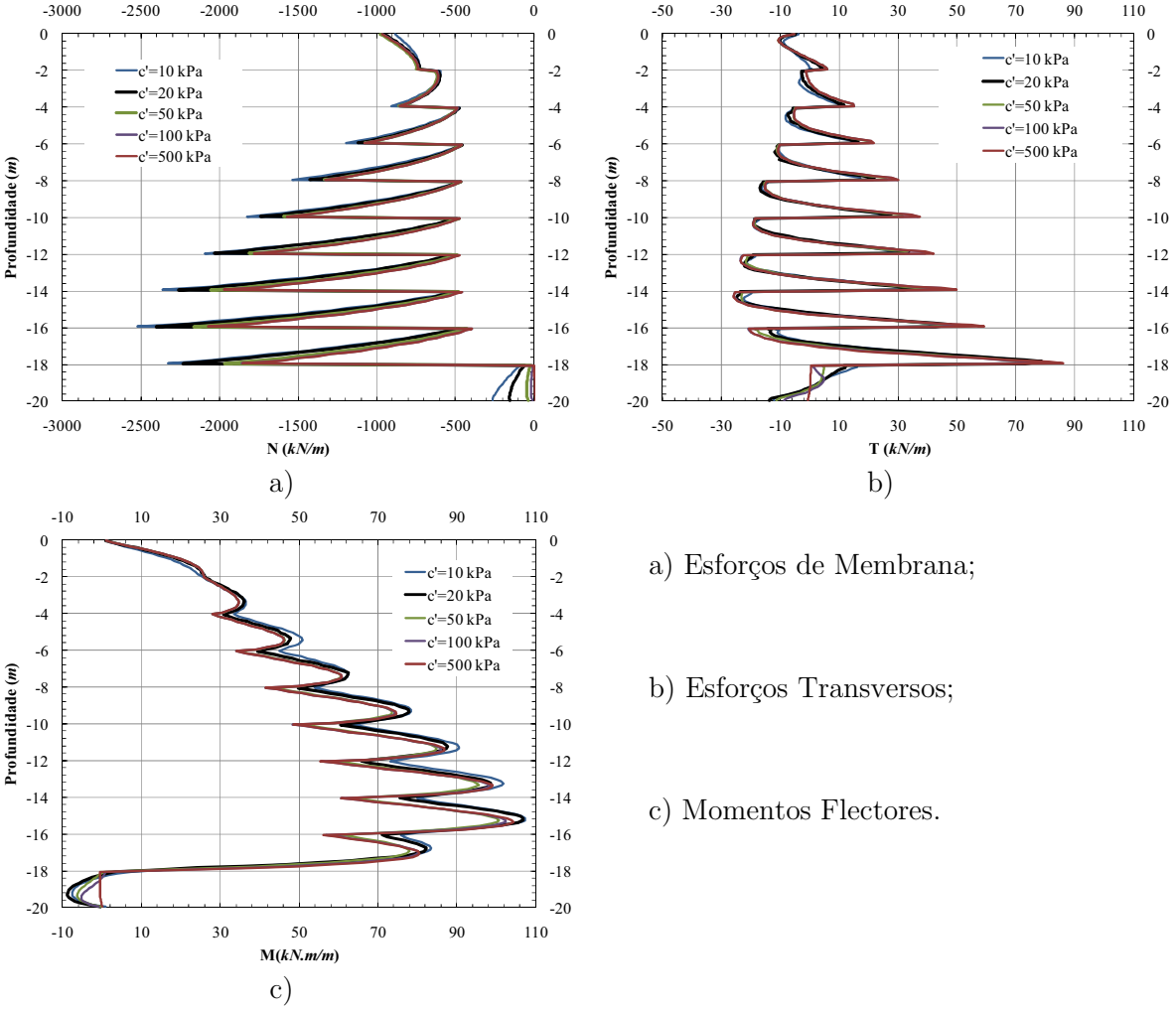
Tal como se esperava, em função das extensas zonas plastificadas no Cálculo Base, a coesão desempenha um papel fundamental no controlo dos deslocamentos do maciço. Efectivamente, variando este parâmetro do valor mínimo de 10 *kPa* para 500 *kPa,* situação em que não há qualquer plastificação do maciço, os deslocamentos máximos decrescem de 20,0 *mm* para 8,9 *mm*. Note-se, contudo, que esta diferença tão marcada diz respeito, quase exclusivamente à deformação na parte não suportada da escavação já que, comparando-se os valores mínimos da deformação dentro de cada painel escavado para os vários níveis de coesão, constata-se não haver diferenças significativas.

Uma curva com um comportamento bastante curioso é associada ao cálculo em que se considera para o maciço uma coesão de 100 *kPa*. Na parte superior da escavação de cada painel esta curva coincide com a curva associada ao maciço de 500 *kPa,* onde não há qualquer plastificação. Já na parte inferior do painel as duas curvas afastam-se ligeiramente, sendo que o maciço com coesão 100 *kPa* tem deformações superiores, associadas à plastificação do solo. Note-se também que, mesmo no cálculo onde a plastificação do maciço é inexistente, a parcela elástica da deformação conduz à formação de uma série de "barrigas" associadas à escavação de cada um dos painéis.

Numa primeira análise poder-se-ia pensar que a diferença encontrada não é muito relevante uma vez que as "barrigas" ilustradas pelas curvas não existirão na realidade, já que a escavação coloca a superfície do solo plana. No entanto estes movimentos têm repercussões em todo o

maciço, propagando-se por exemplo até à superfície, mesmo tendo presente que os modelos utilizados não são os mais adequados para a análise dos assentamentos superficiais.

A menor ou maior plastificação do maciço tem, naturalmente, influência sobre os deslocamentos que o suporte sofre e, em consequência sobre os esforços nele instalados. Na Figura 2. 60 apresentam-se os esforços no suporte para as gamas de coesão consideradas.



a) Esforços de Membrana;

b) Esforços Transversos;

c) Momentos Flectores.

Figura 2. 60 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores da coesão do maciço

A Figura 2. 60 mostra que, pese embora as diferenças significativas registadas ao nível da deformação do maciço, as diferenças nos esforços instalados no suporte são muito pequenas. Tal comportamento está associado ao facto de, após a escavação com total desconfinamento do maciço, este sofrer uma trajectória de recarga, recolocando-se portanto dentro da superfície de cedência do material e, em consequência, assumindo os parâmetros resistentes menor relevância, sendo portanto o efeito de arco praticamente o mesmo.

Comparando os esforços para os vários cálculos, constata-se que as variações relativas aos momentos flectores e esforços transversos são residuais e inferiores a 5%. Já relativamente aos esforços de membrana as mudança possuem ainda algum significado, diminuindo estes esforços do valor máximo de 2522 kN/m, no caso em que a coesão do maciço vale 10 kPa, para

2071 *kN/m*, na situação em que o terreno possui uma coesão de 500 *kPa*, o que corresponde a uma diminuição de quase 20%.

2.6.4.3 ÂNGULO DE ATRITO DO MACIÇO

O Quadro 1.2 mostra que, nos solos residuais do granito portugueses, os valores do ângulo de atrito são, praticamente sempre, superiores a 30^0, atingindo com frequência valores que se aproximam dos 45^0. Procedeu-se então a uma série de estudos paramétricos considerando as características do Cálculo Base e variando o ângulo de atrito do maciço entre 25^0 e 45^0. O primeiro destes valores, apesar de não ser comum em solos residuais do granito, permite, de alguma forma, avaliar o comportamento dos poços construídos pelo Método de Escavação Sequencial em materiais distintos, mais débeis.

A variação do ângulo de atrito terá algumas similitudes com a variação da coesão uma vez que, sendo um parâmetro resistente do maciço, comanda a extensão das zonas em cedência e, como tal, as deformações plásticas. A Figura 2. 61 apresenta a deformada do maciço, imediatamente atrás do suporte, para valores do ângulo de atrito entre 25^0 e 45^0.

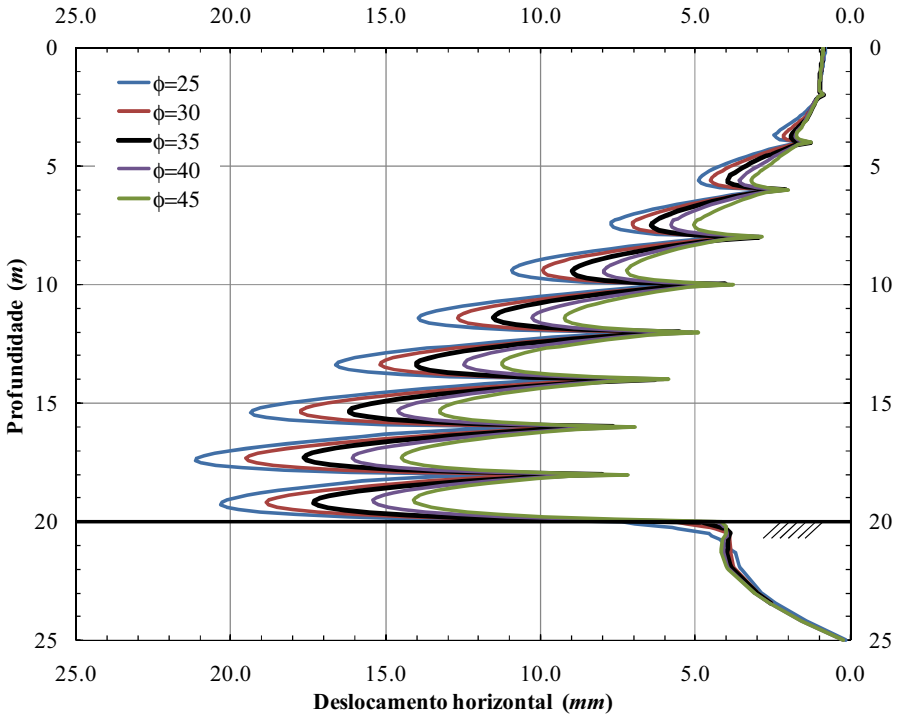
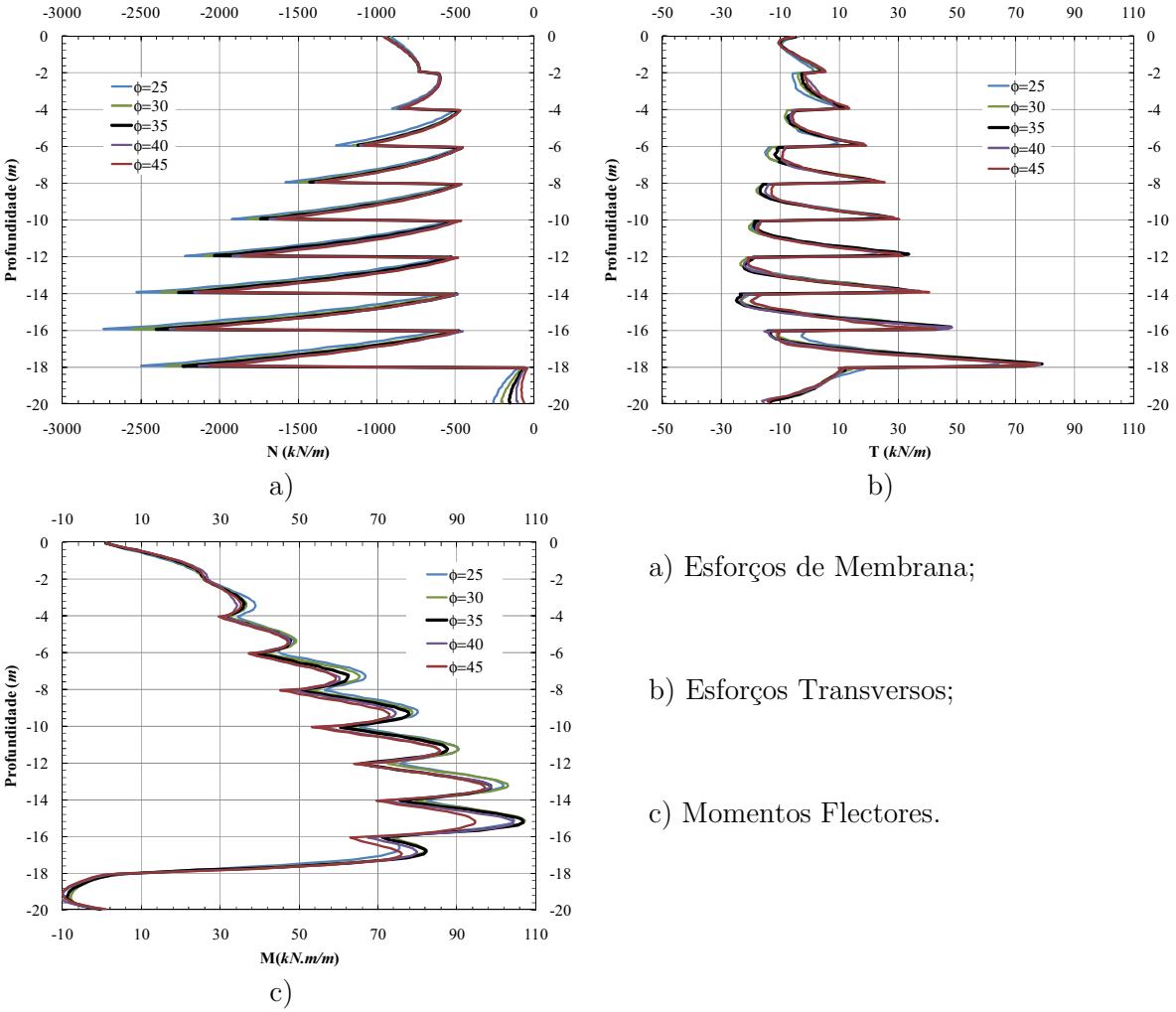


Figura 2. 61 – Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte função do ângulo de atrito

A variação do ângulo de atrito, tal como acontece para a coesão, tem sobretudo influência nos deslocamentos do maciço associados ao momento em que a escavação se encontra não suportada. Efectivamente, dentro de cada painel, os valores mínimos praticamente coincidem, havendo apenas diferenças, consideráveis mas não tão importantes quanto as demonstradas pela variação da coesão, no deslocamento máximo. Assim, variando o ângulo de atrito entre 25^0 e 45^0, os deslocamentos máximos decrescem de 21,1 *mm* para 14,5 *mm,* o que representa uma redução de mais de 30%. Mesmo relativamente ao Cálculo Base, correspondente a um ângulo de atrito de 35^0, a redução é de quase 20%, quando o ângulo de atrito cresce para 45^0.

Pese embora as poucas diferenças obtidas ao nível dos deslocamentos, apresenta-se na Figura 2. 62 a evolução dos esforços em profundidade, para os vários valores dos ângulos de atrito considerados nas análises paramétricas.



a) Esforços de Membrana;

b) Esforços Transversos;

c) Momentos Flectores.

Figura 2. 62 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores do ângulo de atrito do maciço

Tal como seria de esperar as diferenças nos esforços são muito reduzidas uma vez que o efeito da redistribuição de tensões se faz, maioritariamente, antes da instalação do suporte. Em qualquer dos casos, a variação do ângulo de atrito de um mínimo de 25^0 até um máximo de 45^0 tem sobretudo influência nos esforços de membrana. Para estes valores extremos do ângulo de atrito, os esforços de membrana variam cerca de 17%, decrescendo quando se aumenta o ângulo de atrito do maciço. Os restantes esforços têm variações muito residuais.

O comportamento agora registado é muito idêntico ao observado quando se variou a coesão do maciço, embora a amplitude de variação seja menor. Esta diferença está associada à menor expressão que este parâmetro tem para as muito baixas tensões de confinamento. Acresce que a gama de variação dos parâmetros é distinta, muito maior no caso da coesão, e o facto de, mesmo com um ângulo de atrito muito elevado, ocorrerem sempre plastificações do maciço, fenómeno que não está presente quando a coesão cresce para valores muito elevados.

2.6.4.4 Coeficiente de impulso em repouso do terreno

Não sendo propriamente um parâmetro resistente, o coeficiente de impulso em repouso, ao comandar as tensões horizontais instaladas no maciço, determina o alívio de tensões durante a fase de escavação, assumindo assim importância primordial nos deslocamentos finais do maciço e nos esforços da estrutura de suporte.

A Figura 2. 63 apresenta a evolução dos deslocamentos num ponto do maciço imediatamente adjacente ao suporte para valores de K_0 variáveis entre 0,4, e 1,0. O primeiro dos valores corresponde ao que se pode considerar a referência mais baixa encontrada na bibliografia para o coeficiente de impulso em repouso em solos residuais do granito (Viana da Fonseca & Almeida e Sousa, 2001). O valor mais alto corresponde a uma situação não representativa dos solos residuais do granito do Porto, mas que pode ser encarado como um limite máximo. Valores do coeficiente de impulso em repouso entre 0,5 e 0,8 podem ser considerados como representativos dos solos residuais aqui estudados, como se justificará no Capítulo 4 dedicado aos ensaios de campo.

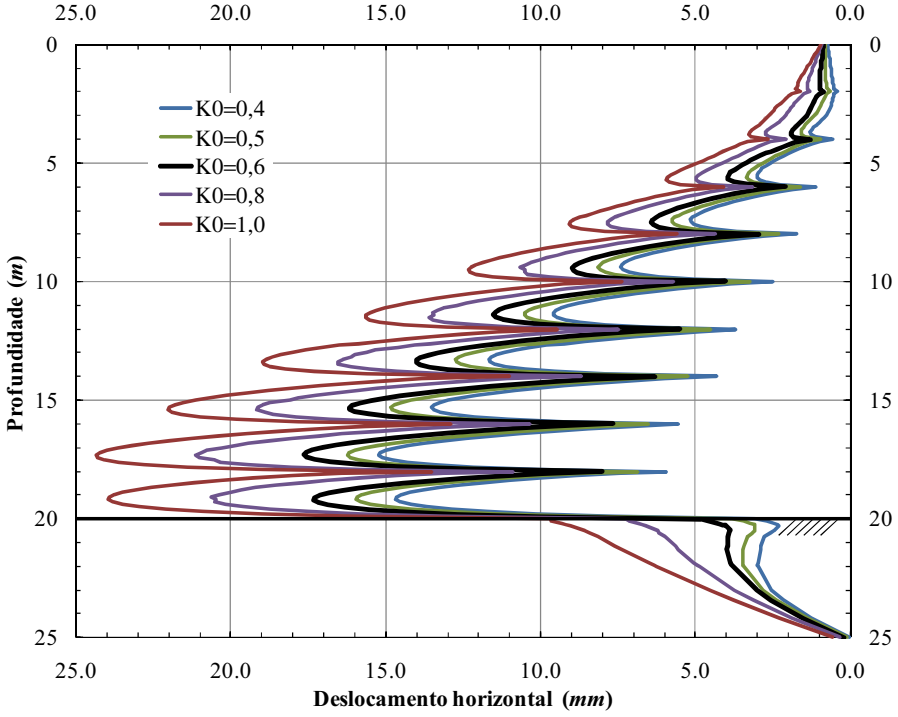


Figura 2. 63 – Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para vários valores de K_0

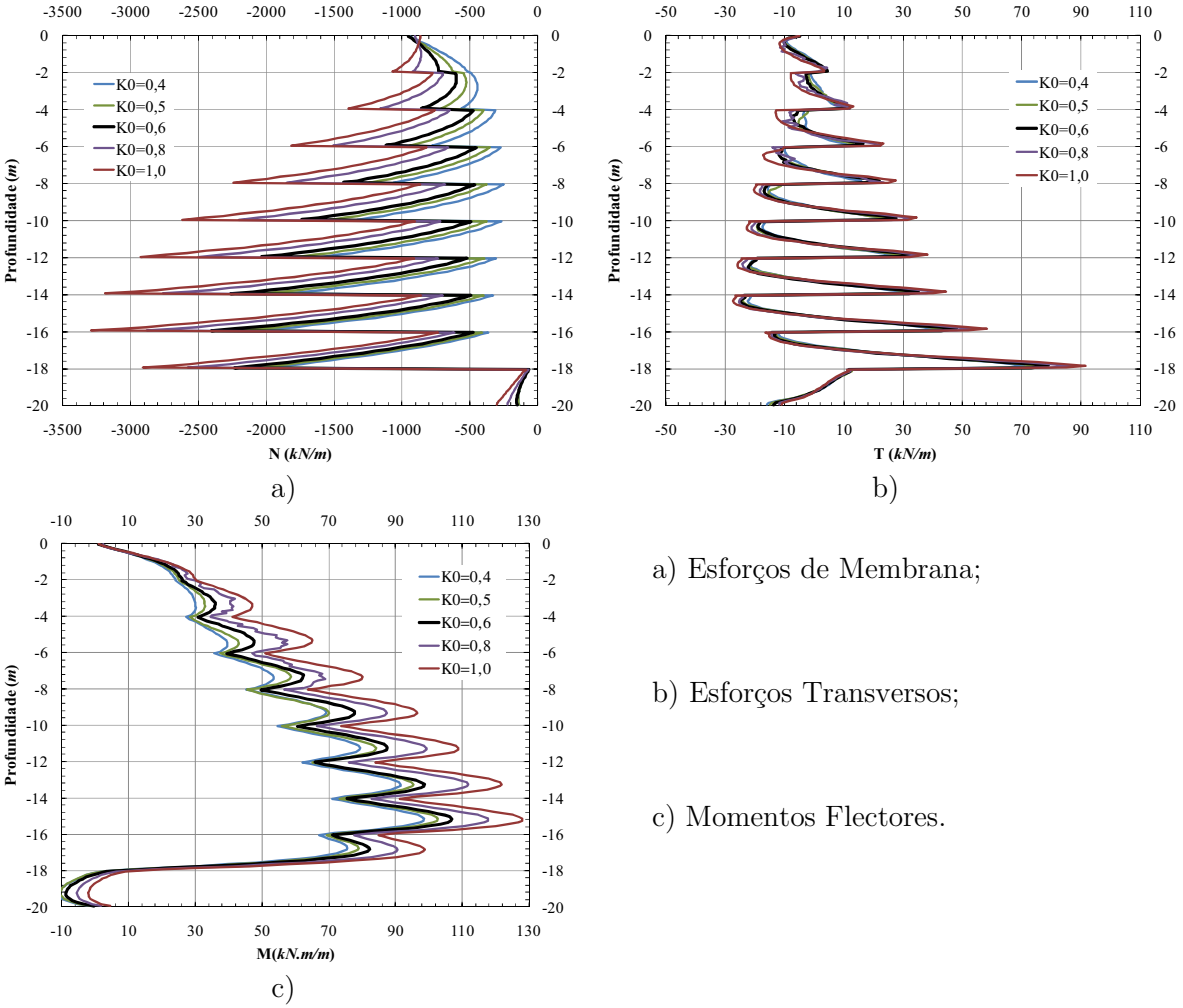
Apesar do andamento das curvas ser muito semelhante, a diferença nos valores finais de deslocamentos é muito significativa, variando os deslocamentos máximos cerca de 60% quando se comparam os dois valores extremos dos coeficientes de impulso em repouso, crescendo com o crescimento do parâmetro ora em análise. Tomando para base de comparação os valores de K_0 de 0,5 e 0,8, valores que se podem considerar limites representativos do solo residual da estação Salgueiros, o crescimento é mesmo assim de cerca de 30%, parcela muito relevante na previsão do comportamento deste tipo de obras. Efectivamente, os movimentos máximos passam de 16,2 *mm,* para K_0 de 0,5, para 21,1 *mm* quando K_0 vale 0,8. Refira-se que este crescimento é de

alguma forma amplificado pelo facto de se ter considerado o módulo de deformabilidade independente da tensão de confinamento.

Um aspecto muito importante relaciona-se com o facto de crescerem os deslocamentos máximos mas também os deslocamentos mínimos dentro de cada painel escavado, comportamento indicativo de que não se trata apenas de um fenómeno local, associado ao momento em que a escavação não está suportada, mas de um fenómeno que se propaga bem para trás da contenção. Recorde-se, por exemplo, que quer para a coesão, quer para o ângulo de atrito, não se registavam variações significativas dos deslocamentos mínimos dentro de cada painel.

O crescimento dos deslocamentos é também significativo para a zona abaixo do fundo da escavação e resulta da maior transferência de cargas, associada ao crescimento do coeficiente de impulso em repouso, uma vez que esta zona funciona como escora.

Como já foi várias vezes evidenciado em cálculos anteriores, a variação dos deslocamentos traduz-se directamente numa variação de esforços. A Figura 2. 64 apresenta, considerando os mesmos limites de variação do coeficiente de impulso em repouso do solo, a variação dos esforços em profundidade no suporte.



a) Esforços de Membrana;

b) Esforços Transversos;

c) Momentos Flectores.

Figura 2. 64 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores de K_0

Apesar do andamento muito semelhante de todas as curvas, quando se compara os esforços considerando um valor de K_0 de 0,4 e 1,0 a variação, em qualquer dos esforços, é muito significativa. No entanto tal gama de parâmetros não é razoável para os solos residuais do granito do Porto, pelo que se focará também a análise nas diferenças observadas quando se varia o coeficiente de impulso em repouso de 0,5 para 0,8, por se considerar, agora, serem valores bastante representativos em solos residuais do granito do Porto.

Ao fazer variar o coeficiente de impulso em repouso de 0,4 para 1,0, o momento flector máximo cresce de 99*kN.m/m* para 128 *kN.m/m,* o esforço transverso de 71 *kN/m* para 91 *kN/m* e os esforços de membrana de 2086 *kN*/m para 3291 *kN/m.* Esta variação representa para os esforços atrás apresentados, respectivamente, acréscimos de 30%, 29% e 58%. Tomando para comparação os valores de K_0 de 0,5 e 0,8, os acréscimo são de 14%, 14% e 30%, correspondentes a, para o coeficiente de impulso em repouso de 0,5, momentos de 103 *kN.m/m,* esforços transversos de 76 *kN/m* e esforços de membrana de 2223 *kN/m* e, no caso de K_0 igual a 0,8, momentos de 118 *kN.m/m,* esforços transversos de 86 *kN/m* e esforços de membrana de 2880 *kN/m.* Estas variações são muito importantes, aproximando-se nas situações limite dos factores de segurança vulgarmente utilizados para os materiais no dimensionamento estrutural.

Percebe-se pois que, em termos de caracterização geotécnica, este é um parâmetro fundamental e que, no caso dos solos residuais do granito do Porto requer um esforço de melhor e maior caracterização, atendendo a que, como na grande mancha de maciços residuais sobre a crusta terrestre, há muito pouca e consistente informação sobre este parâmetro geotécnico.

2.6.5 Parâmetros de deformabilidade do maciço

2.6.5.1 Estudos efectuados

Tendo presente que a modelação do maciço é conseguida através de um modelo elástico perfeitamente plástico, a deformação do maciço é comandada no seu troço elástico pelo coeficiente de *Poisson,* ν, e pelo módulo de deformabilidade do maciço, *E.* Atingida a superfície de cedência o ângulo de dilatância do maciço, ψ, passa a comandar a deformação, além das naturais redistribuições de tensões no terreno.

Neste ponto serão realizados estudos paramétricos variando aqueles 3 parâmetros. No Quadro 2. 7 apresentam-se as variáveis que constituíram objecto de variação, bem como os respectivos valores assumidos.

Quadro 2. 7 – Estudos paramétricos relativos à deformabilidade do maciço – variáveis objecto de parametrização

Subgrupo	Designação variável	Valores Assumidos				
Coeficiente de Poisson	**ν (kPa)**		0,2	**0,3**	0,4	0,49
Módulo de deformabilidade do maciço	**E (MPa)**	25,0	50,0	**100,0**	200,0	500,0
Ângulo de dilatância	**ψ(^{0})**		0,0	12,0	23,0	**35,0**

Os valores do coeficiente de Poisson estudados correspondem a valores limites em vários tipos de solos, não se podendo afirmar que sejam valores representativos dos solos residuais do

granito do Porto. No entanto, a consideração de uma gama de variação mais abrangente tem a vantagem de permitir uma melhor percepção da influência deste parâmetro.

O módulo de deformabilidade fez-se variar entre 25 *MPa* e 500 *MPa*, valores que se podem considerar representativos de um solo residual de muito má qualidade e de um solo residual muito competente, em transição para um horizonte já de cariz rochoso.

No que refere ao ângulo de dilatância, refira-se que os valores escolhidos correspondem a 0, 1/3 ϕ', 2/3 ϕ', e ϕ', respectivamente.

2.6.5.2 Influência do Coeficiente de *Poisson* do maciço

Assume-se muitas vezes que o coeficiente de *Poisson* do material tem pouca influência no comportamento das estruturas em face da sua reduzida gama de variação. É comum a assumpção de valores entre 0,3 e 0,4 para solos com comportamento drenado. Acontece que, para níveis reduzidos de deformação, o coeficiente de *Poisson* pode assumir valores inferiores, aproximando-se frequentemente de 0,2, como se justificará no Capítulo 3 e demonstrou Viana da Fonseca (1996). O uso de um coeficiente de *Poisson* de 0,49 tem como objectivo considerar uma maior gama de variação do parâmetro, o que tem reflexos nos resultados finais facilitando a sua interpretação, mas pode também ser representativo de materiais que não os solos residuais do granito do Porto. A escolha do coeficiente de *Poisson* máximo de 0,49, e não 0,5, foi motivada pela dificuldade de convergência numérica associada a este último valor.

Na Figura 2. 65 apresenta-se os deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para os vários valores do coeficientes de *Poisson* apresentados no quadro anterior.

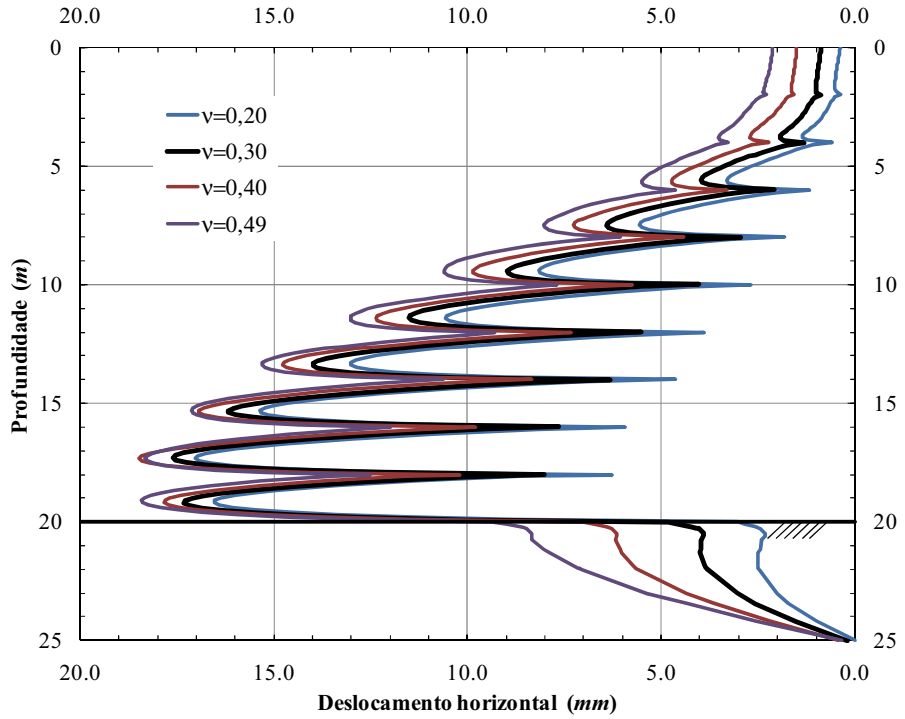


Figura 2. 65 - Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para vários valores do coeficiente de *Poisson* do maciço

A Figura 2. 65 mostra que há um aumento da deformação à medida que aumenta o coeficiente de *Poisson* do terreno. O deslocamento máximo cresce de 17,0 *mm*, quando o coeficiente de *Poisson* vale 0,2, para 18,5 *mm*, para a simulação com coeficiente de *Poisson* 0,49. Esta diferença, que já por si não é muito significativa, é ainda menor se se considerar gamas de valores mais comuns para solos residuais do granito do Porto.

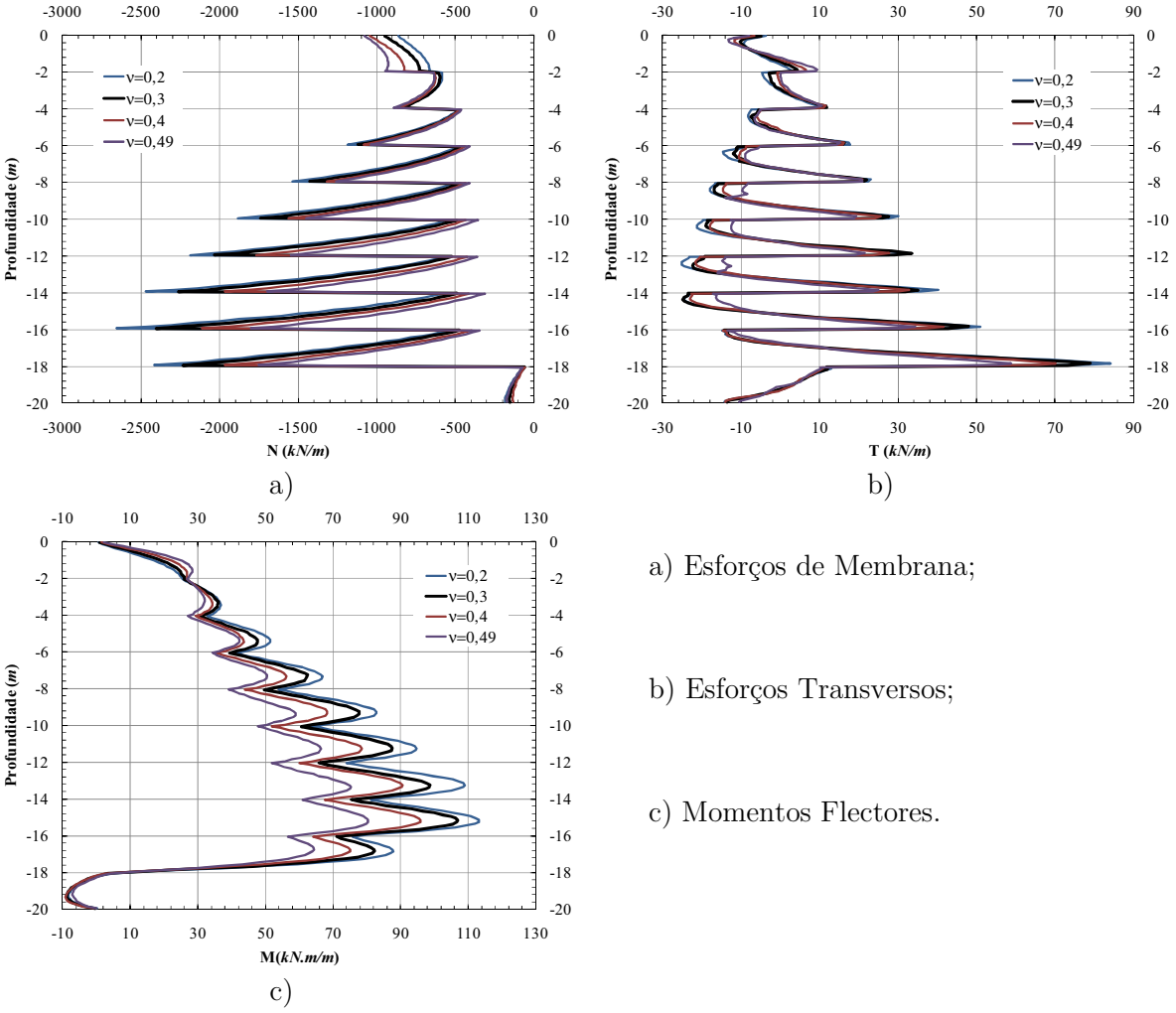
Um aspecto interessante a notar é que o crescimento das deformações é muito mais expressivo na parte mais superficial da escavação e para as deformações mínimas, dentro de cada painel. Este comportamento está associado às zonas do maciço em que prevalece o comportamento aquém da cedência, zona onde o coeficiente de *Poisson* é um parâmetro relevante no controlo das deformações. Já nas zonas correspondentes às deformações máximas absolutas passa a haver uma plastificação significativa, assumindo o coeficiente de *Poisson* menor relevância.

Os valores do coeficiente de *Poisson* superiores conduzem ainda a deformações muito mais pronunciadas abaixo do fundo da escavação, o que é consequência directa da grande diferença de variação volumétrica associada aos valores analisados.

Em face dos resultados atrás apresentados, pode-se afirmar que a escolha de um coeficiente de *Poisson* de 0,3, motivada por convenientes ensaios de laboratório, produz resultados confiáveis, uma vez que, algum erro na previsão deste valor, não afecta significativamente os valores finais de deslocamentos. Na Figura 2. 66 apresenta-se a variação dos esforços no suporte, em profundidade, para vários valores do coeficiente de *Poisson* do terreno.

No que concerne aos esforços a variação do coeficiente de *Poisson* produz mudanças que se podem classificar como consideráveis nos valores instalados. Numa primeira aproximação, pode-se afirmar que a variação do coeficiente de *Poisson* de 0,2 para 0,49 produz uma redução de esforços de cerca de 30%. Considerando apenas a mudança deste parâmetro de 0,2 para 0,4, valores mais representativos dos solos residuais do granito, a redução é, ainda assim, de quase 20%. Estas mudanças têm importância significativa no dimensionamento estrutural pelo que é necessário especial cuidado na assumpção de coeficientes de *Poisson* altos. Tendo presente que para baixos valores de deformação os coeficientes de *Poisson* podem ser inferiores a 0,3 considera-se prudente que no projecto de poços construídos pelo Método de Escavação Sequencial em solos residuais não se ultrapasse aquele valor.

Um aspecto comum às várias figuras relaciona-se com o facto de, crescendo o coeficiente de *Poisson* do terreno, os esforços serem mais uniformes em altura, ou seja, ligeiramente mais altos na parte superior do maciço, onde o suporte é menos esforçado, e ligeiramente menores na parte inferior, onde o suporte é mais esforçado. O crescimento do coeficiente de *Poisson* intensifica a interacção do solo directamente carregado com o terreno adjacente, à custa de maiores variações volumétricas, conduzindo assim uma maior uniformização dos esforços.



a) Esforços de Membrana;

b) Esforços Transversos;

c) Momentos Flectores.

Figura 2. 66 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores do coeficiente de *Poisson* do maciço

2.6.5.3 Influência do módulo de deformabilidade do terreno

Sendo óbvio que a variação do módulo de deformabilidade do terreno se traduz directamente nos movimentos finais calculados, essa variação não é directamente proporcional uma vez que apenas a parcela elástica dos deslocamentos é comandada pelo módulo de deformabilidade do maciço. A magnitude final dos deslocamentos é também comandada pela extensão das zonas em cedência e pela rigidez relativa entre o suporte e o maciço, que condiciona a magnitude dos deslocamentos até se atingir o equilíbrio. Em face desta descrição, um estudo paramétrico em que se faz variar uniformemente o módulo de deformabilidade do terreno permite ganhar uma percepção da importância relativa de cada um destes fenómenos.

Como descrito no Quadro 2. 7, fez-se variar o módulo de deformabilidade do maciço entre 25 *MPa* e 500 *MPa*. A Figura 2. 67 apresenta a evolução dos deslocamentos em profundidade, no maciço imediatamente adjacente ao suporte, para cada um dos módulos de deformabilidade considerados.

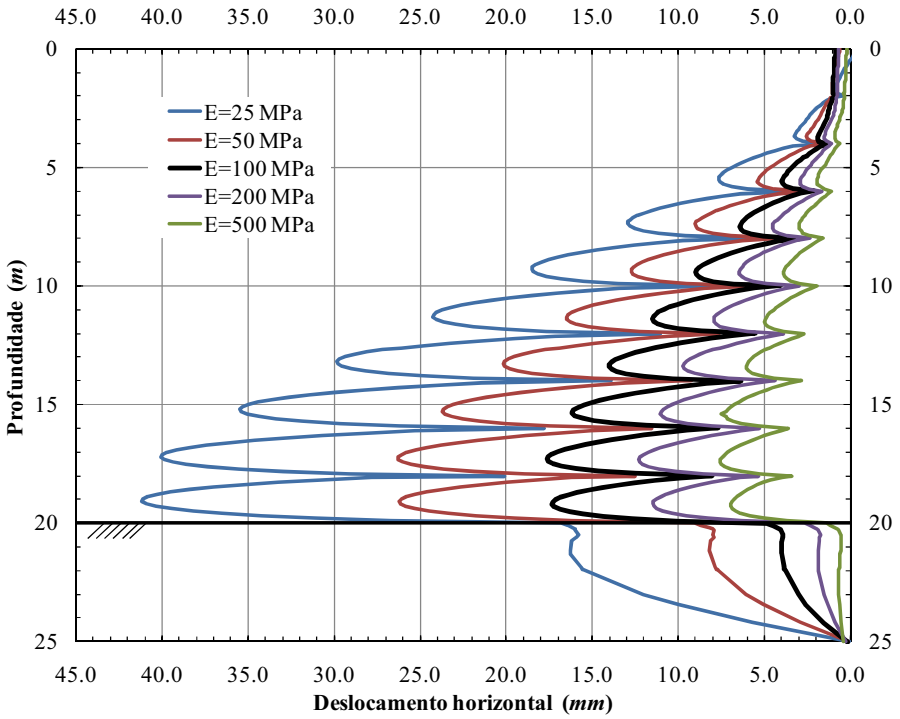
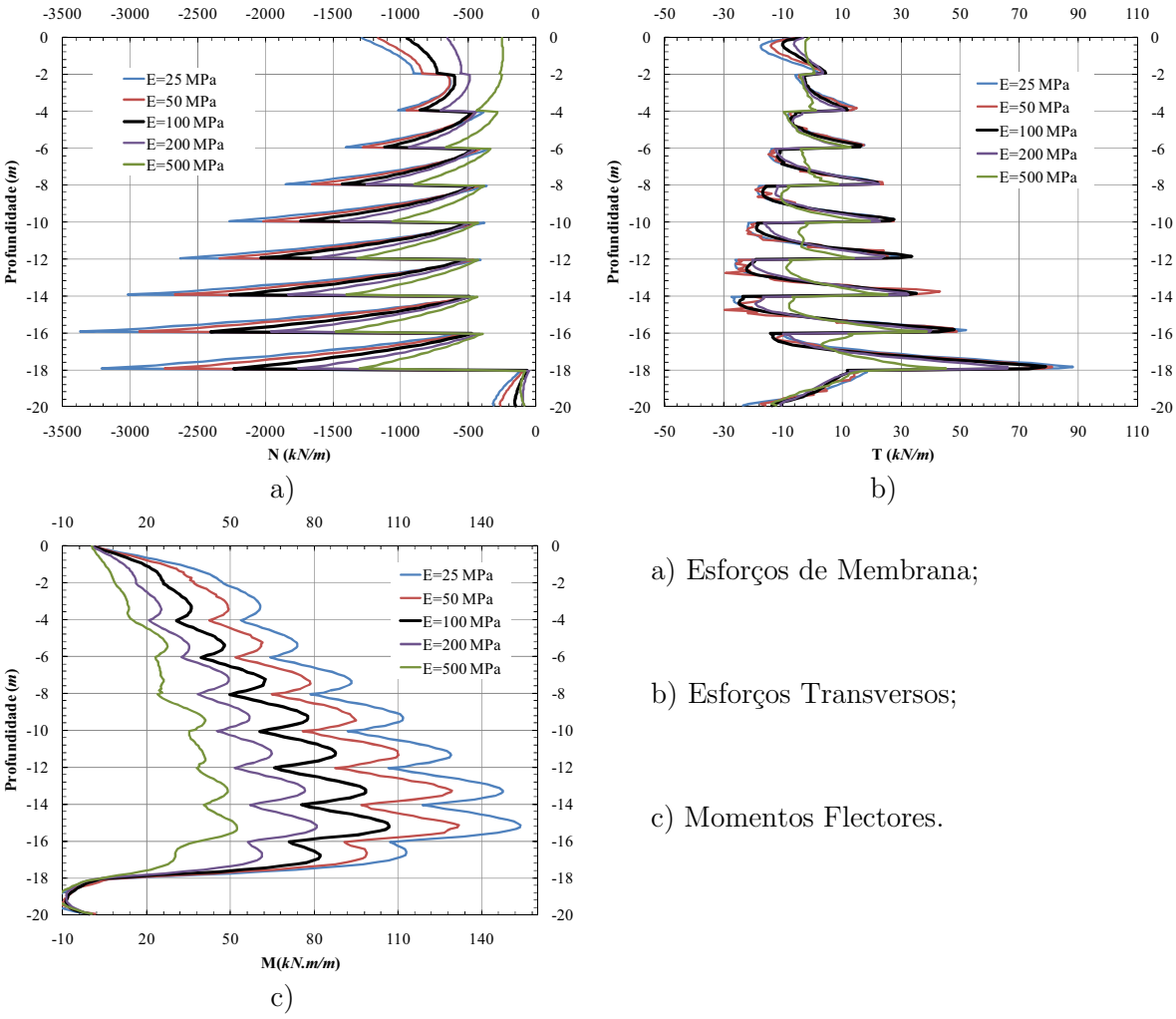


Figura 2. 67 - Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para vários valores do módulo de deformabilidade do maciço, E

As diferenças nas deformações do maciço observadas na Figura 2. 67 variando o módulo de deformabilidade entre 25 MPa e 500 MPa mostram que este é, porventura, o parâmetro mais influente no comportamento global da estrutura. Ao variar-se o valor de E entre aqueles dois extremos, os deslocamentos decrescem de 41,1 mm para 7,6 mm. No entanto, tendo-se aumentado o parâmetro que controla a rigidez do maciço 20 vezes os deslocamentos finais máximos diminuíram 5 vezes. Também interessante é comparar-se o valor dos deslocamentos mínimos dentro de cada painel, sendo que no painel entre os 16,0 m e os 18,0 m de profundidade, correspondente às zona do maciço com maiores deformações, esses movimentos variam entre 20,1 mm e 3,4 mm, correspondendo portanto a uma diferença de cerca de 6 vezes.

Sendo a deformação entre limites de cada painel escavado eminentemente plástica, já que o total desconfinamento do maciço conduz o terreno adjacente ao suporte à cedência, poder-se-ia pensar que o módulo de deformabilidade teria pouco reflexo nesta parcela do movimento. Tal não acontece pois essa deformação ocorre de forma a diminuir as tensões verticais, garantindo assim que os pontos se encontram dentro do limite de resistência do material. A partir do momento em que, nas zonas não plastificadas, o solo é mais rígido, uma deformação muito menor reduz drasticamente as deformações verticais, necessitando portanto o maciço de deformações menores na face escavada.

A parcela mais significativa dos movimentos atrás apresentados ocorre antes da instalação do suporte e, portanto, ante do início do carregamento deste. A Figura 2. 68 apresenta a evolução em profundidade dos esforços no suporte, para os diferentes valores do módulo de deformabilidade considerados.



a) Esforços de Membrana;

b) Esforços Transversos;

c) Momentos Flectores.

Figura 2. 68 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores do módulo de deformabilidade do terreno, *E*

As figuras anteriores mostram que, mesmo ao nível dos esforços, a consideração de parâmetros de rigidez adequados se reverte de fundamental importância uma vez que as diferenças observadas são muito significativas. Refira-se também que os valores considerados constituem uma gama de variação bastante mais ampla do que é razoável para os solos residuais do granito do Porto e, como tal, amplificam de alguma forma a importância do módulo de deformabilidade no dimensionamento estrutural dos poços escavados pelo Método de Escavação Sequencial.

O comportamento típico em todos os esforços é o da diminuição destes à medida que cresce o módulo de deformabilidade do terreno, fenómeno que é perceptível na medida em que, sendo a rigidez do solo maior, são menores as deformações até se encontrar o equilíbrio e logo diminuem os esforços no suporte. Trata-se de um comportamento que poderia ser facilmente explicado com o método de convergência-confinamento, vulgarmente utilizado no projecto de túneis, considerando diferentes módulos de deformabilidade para o solo e a mesma curva para o suporte.

Para se ter uma noção da importância deste parâmetro no caso dos solos residuais do granito do Porto, fixe-se a análise nos módulos de deformabilidade de 50 *MPa,* 100 *MPa* e 200 *MPa,*

valores que se podem considerar representativos deste tipo de solos. Para estes valores o esforços de membrana máximos valem, respectivamente, 2935 *kN/m,* 2405 *kN/m e* 1482 *kN/m,* ou seja, relativamente ao Cálculo Base, variações de sensivelmente 20%. Já relativamente aos mementos flectores máximos valem, 131 *kN.m/m*, 107 *kN.m/m e* 89 *kN.m/m.* No que se refere aos esforços transversos variam entre um máximo de 81 *kN/m* e 66 *kN/m.*

A ordem de grandeza da variação atrás apresentada é muito relevante tanto mais que a incerteza na caracterização do módulo de deformabilidade do terreno é uma constante dos trabalhos geotécnicos. Por exemplo, é frequente que nestes solos os valores da rigidez entre ensaios *in situ* e ensaios de laboratório varie cerca de 3 vezes (Viana da Fonseca et al., 1997; Viana da Fonseca & Coutinho, 2008) o que se reflectiria, em termos de esforços no suporte, em diferenças da ordem dos 30%, praticamente o valor do coeficiente de segurança que se usa para os materiais estruturais.

2.6.5.4 Influência do ângulo de dilatância

O ângulo de dilatância do terreno controla o modo como se desenvolvem as deformações plásticas. A sua importância é tanto maior quanto mais extensas forem as zonas em cedência no terreno. Para estudar a relevância da dilatância efectuaram-se cálculos em que se fez variar o ângulo de dilatância da situação extrema de fluxo associado até zero, passando pelas situações intermédias de 2/3 e 1/3 e do ângulo de atrito.

A consideração de uma lei de fluxo não associada, devido ao facto de acarretar uma matriz de rigidez não simétrica, torna bastante mais demorado o processo de convergência, sendo os cálculos bastante mais demorados. De forma a tornar o cálculo viável num tempo razoável (sensivelmente 1 dia) utilizou-se uma malha simplificada, que foi uma réplica da utilizada nos cálculos 3D e que consta da Figura 2. 41.

Na Figura 2. 69 apresenta-se os deslocamentos horizontais em pontos do maciço situados sobre um alinhamento adjacente ao suporte para os vários valores do ângulo de dilatância considerados no cálculo.

Constata-se que as diferenças ao nível dos deslocamentos finais do maciço são relativamente importantes para as zonas mais profundas da escavação, uma vez que a dilatância apenas controla as deformações plásticas. Sendo assim, nas zonas mais superficiais é a parcela elástica dos deslocamentos a dominante, se não mesmo única, razão pela qual as curvas são muito coincidentes nessas zonas. Seja como for, comparando-se os movimentos máximos do maciço adjacente ao suporte, constata-se que, diminuindo o ângulo de dilatância de um valor correspondente a um fluxo associado para zero, os deslocamentos diminuem de 16,7 *mm* para 13,3 *mm,* uma redução de quase 20%. Mesmo considerando apenas a variação entre uma lei de de fluxo associada e um ângulo de dilatância de 1/3 do ângulo de atrito a diferença é de cerca de 15%. Note-se no entanto que esta diferença está a ser avaliada num ponto a meia altura de um painel, sendo precisamente onde as plastificações têm mais significado. Comparando para os cenários extremos do ângulo de dilatância a variação dos deslocamentos à profundidade de 18,0 *m*, que corresponde à base de um patamar de escavação, as diferenças são já muito menores e da ordem de 5%.

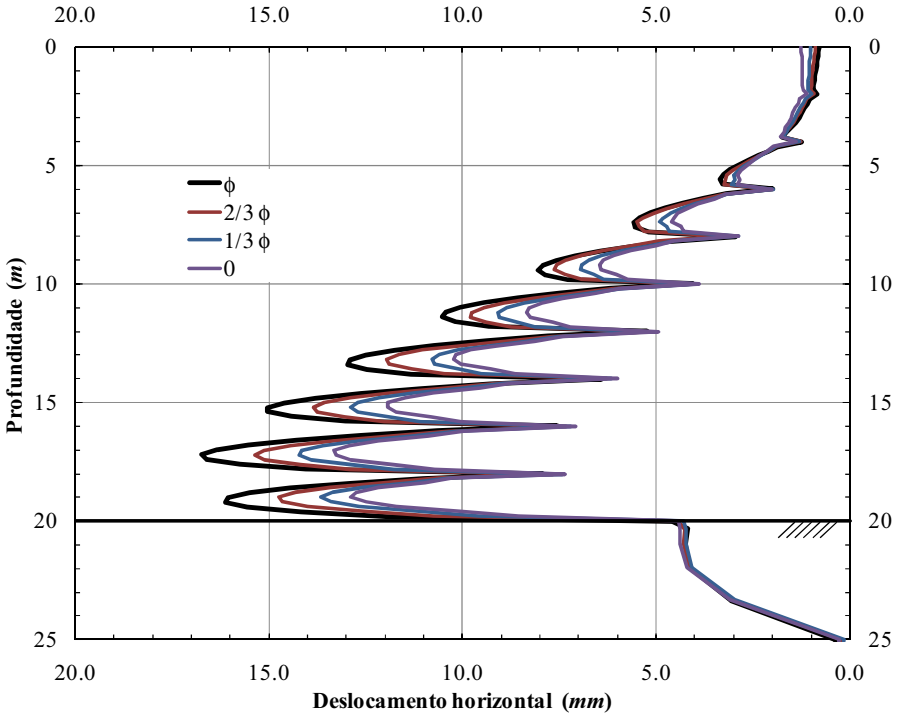


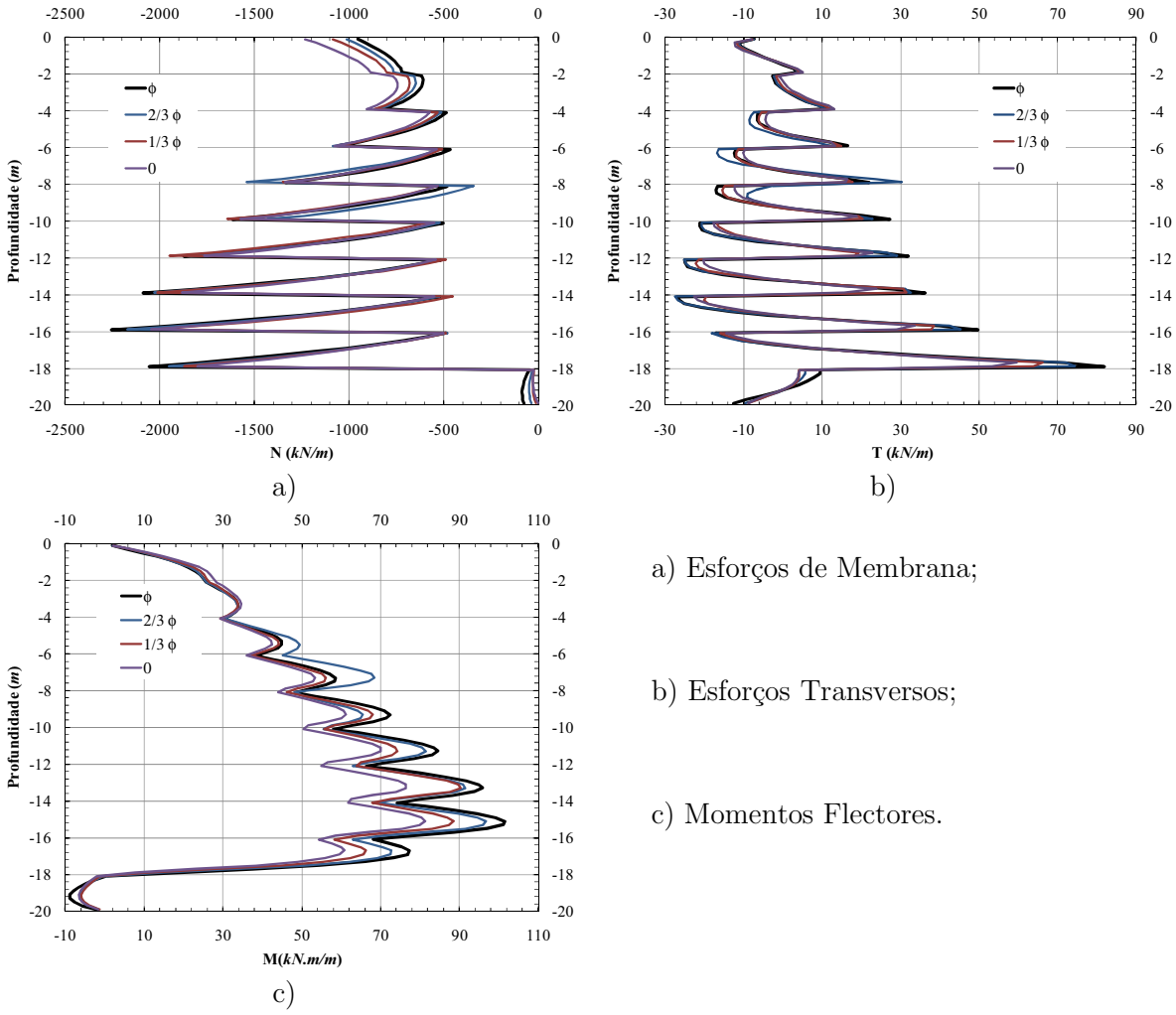
Figura 2. 69 – Deslocamentos horizontais no maciço adjacente ao suporte para vários valores do ângulo de dilatância do maciço

A variação apresentada no parágrafo anterior prova que a consideração de leis não associadas assume alguma importância, podendo, em certas situações, ser preferível abdicar de algum refinamento da malha em prol da introdução desta componente, uma vez que ela torna os processos de cálculo muito mais lentos.

Na Figura 2. 70 apresenta-se a evolução dos esforços em profundidade para os vários ângulos de dilatância considerados.

Ao se considerar a variação do ângulo de dilatância de 0^0 para 35^0 os esforços transversos crescem de 60 kN/m para 82 kN/m, os momentos flectores de 81 $kN.m/m$ para 102 $kN.m/m$ e os esforços de membrana de 2045 $kN\ /m$ para 2258 kN/m, o que representa acréscimos de 37%, 25% e 10% respectivamente. Estas variações têm, portanto, uma importância relativamente limitada.

Um aspecto que pode, em algumas situações funcionar como atenuante, relaciona-se com o facto de normalmente se considerarem leis associadas o que conduz a maiores esforços e maiores deformações, devendo portanto conduzir a dimensionamentos seguros, no que refere a projecto. Como aspecto negativo há o facto de, nos solos residuais do granito do Porto, os ângulos de dilatância serem relativamente distantes do ângulo de atrito, sendo o valor de 1/3 do ângulo de atrito normalmente uma boa aproximação, como aliás se demonstrará no Capítulo 3.



a) Esforços de Membrana;

b) Esforços Transversos;

c) Momentos Flectores.

Figura 2. 70 - Evolução dos esforços em profundidade para diferentes valores do ângulo de dilatância do maciço

2.6.6 Evolução das características de deformabilidade do maciço em profundidade

2.6.6.1 Evolução dos parâmetros de deformabilidade

Mesmo perante a hipótese de uma maciço homogéneo, a evolução do confinamento em profundidade é responsável por um crescimento do módulo de deformabilidade do terreno. Esta é pois uma evolução que, dependendo naturalmente das características dos materiais analisados, não depende das suas características intrínsecas.

Um dos processos mais correntes para a avaliação do efeito no módulo de deformabilidade da tensão de confinamento é o recurso à expressão de *Janbu* (eq. 2. 9).

$$E = k \cdot p_a \cdot \left(\sigma'_3 / p_a\right)^n \qquad 2.\ 9$$

em que k e n são parâmetros de ajuste, p_a o valor da pressão atmosférica e σ'_3 o valor da tensão de confinamento.

Nos ensaios triaxiais realizados no âmbito desta dissertação procurou quantificar-se os termos k e n que melhor reflectiam a influência da tensão de confinamento na variação do módulo de deformabilidade, para o solo residual da estação Salgueiros. O termo k é directamente proporcional à rigidez do material enquanto o termo n quantifica a evolução do módulo de deformabilidade em função da tensão de confinamento, ou seja, em profundidade. Os resultados obtidos serão descritos com mais detalhe no Capítulo 3 podendo-se afirmar, desde já, que o parâmetro n é relativamente independente do nível de deformação. A variação obtida para este termo é ainda significativa, tendo-se obtidos valores entre 0,3 e 1,0, com um valor médio de 0,6. Assumiu-se este parâmetro para a modelação efectuada neste ponto, ajustando o valor de k de forma a se obter, aproximadamente, um módulo de deformabilidade de 100 MPa a 6,0 m de profundidade, por ser a profundidade a que se recolheram os blocos de material para ensaios de laboratório. O valor de k obtido foi de, sensivelmente, 1000. Com estes parâmetros delineou-se um perfil de variação do módulo de deformabilidade do maciço em profundidade, que se apresenta na Figura 2. 71.

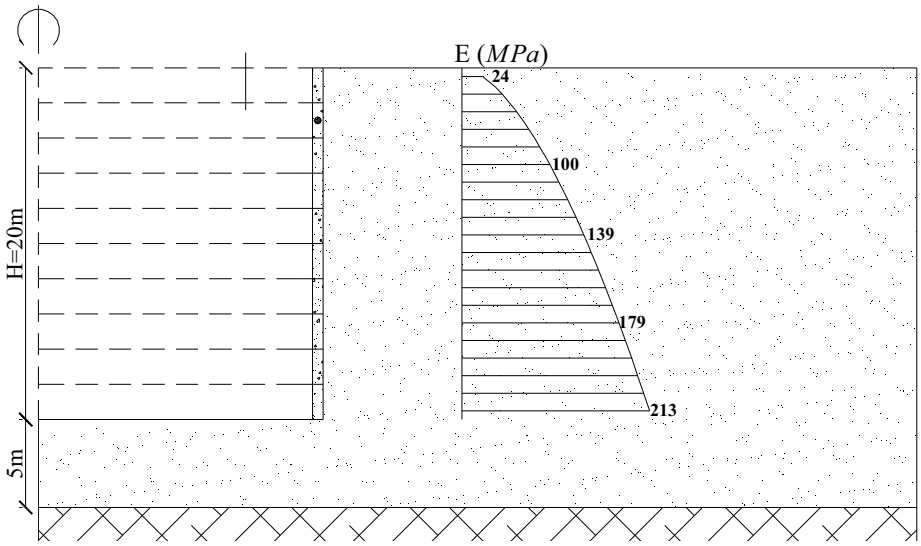


Figura 2. 71 – Variação assumida para do módulo de deformabilidade em profundidade

A Figura 2. 71 mostra que os parâmetros de deformabilidade agora considerados são substancialmente distintos do Cálculo Base, sendo ao longo de uma altura muito significativa superiores ao valor assumido para este cálculo. Deste modo o valor absoluto dos deslocamentos ou dos esforços não é directamente comparável com as mesmas variáveis no Cálculo Base, tanto mais que, em qualquer dos cálculos, os valores do módulo de deformabilidade são hipotéticos. Em qualquer dos casos, a comparação relativa ao andamento das curvas, nomeadamente a evolução dos esforços e deslocamentos em profundidade pode permitir tirar conclusões relevantes acerca do comportamento real de um maciço.

2.6.6.2 Análise dos resultados obtidos

A Figura 2. 72 apresenta e evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais atrás do suporte para o Cálculo Base e para o cálculo em que se considera a evolução em profundidade do módulo de deformabilidade do maciço, de acordo com a Figura 2. 71.

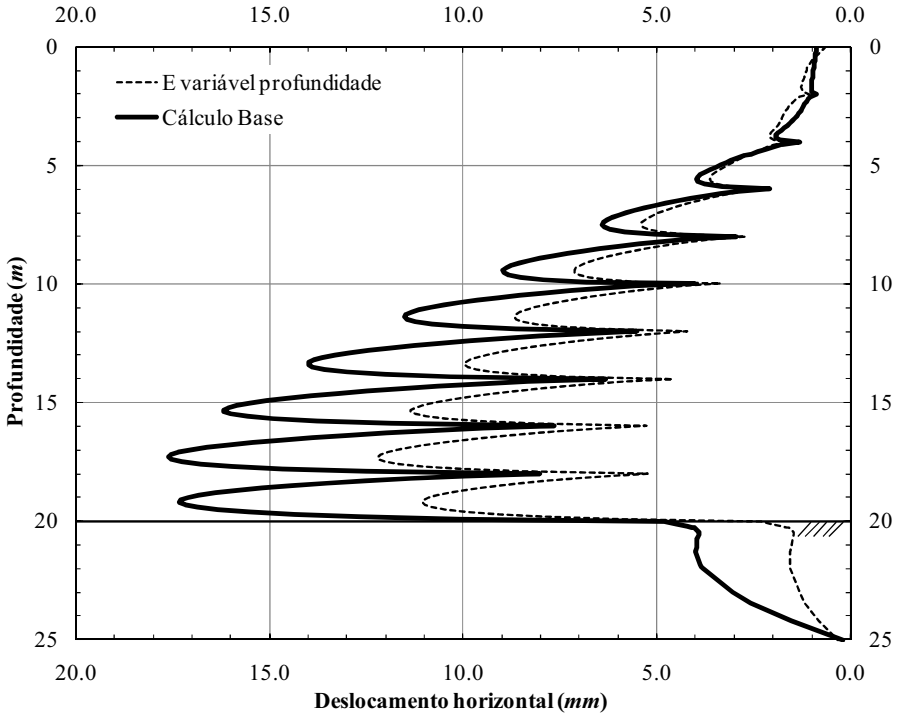


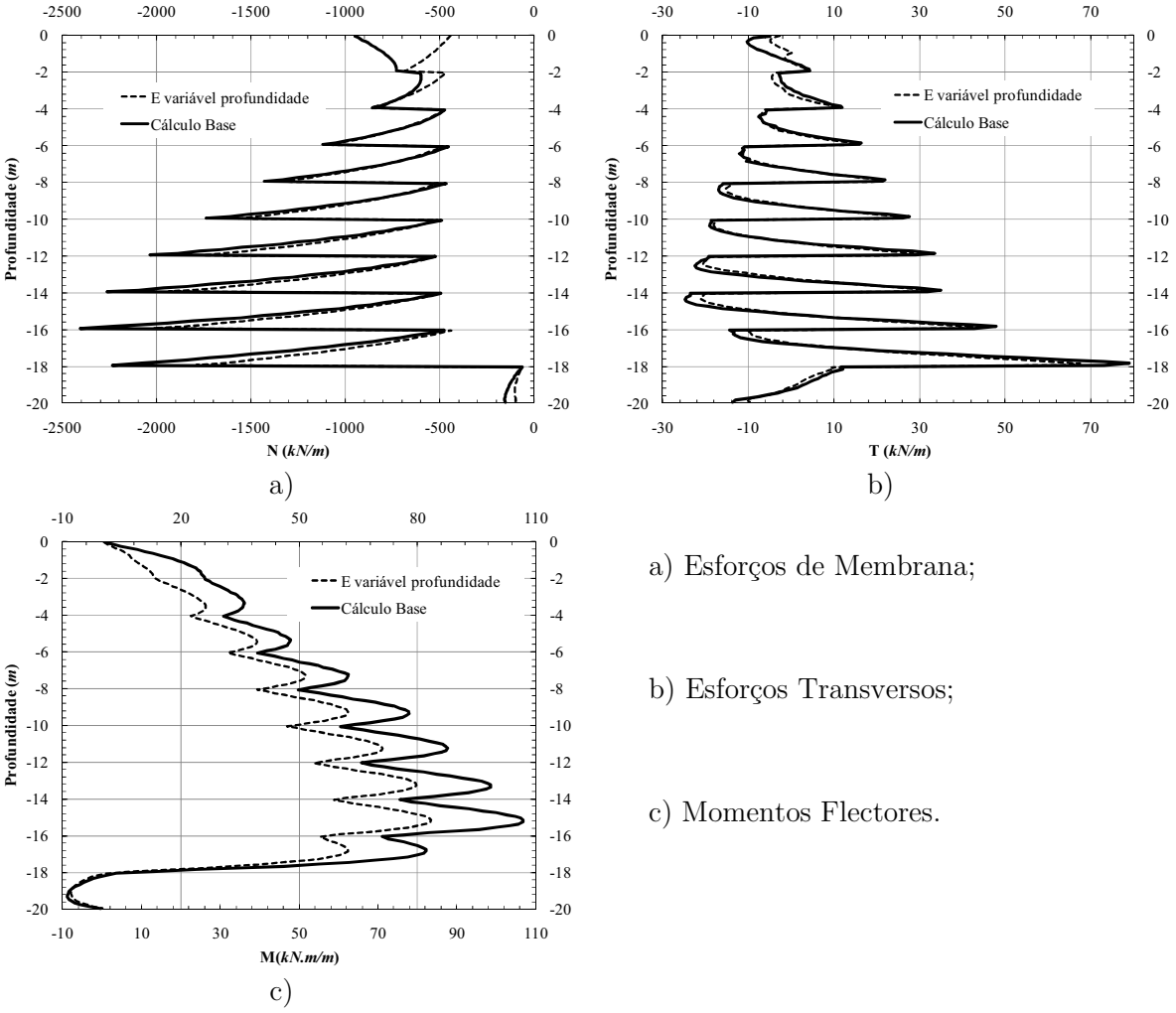
Figura 2. 72 - Evolução dos deslocamentos num ponto adjacente ao suporte considerando a influência da tensão de confinamento sobre o módulo de deformabilidade do maciço

A Figura 2. 72 mostra que o aumento do módulo de deformabilidade do maciço em profundidade produz um perfil de deslocamentos mais uniforme, sendo a diferença sobretudo visível a maiores profundidades, onde o E do terreno é consideravelmente superior ao valor assumido no Cálculo Base. Essa redução é clara para os deslocamentos máximos dentro de cada painel mas também para os deslocamentos mínimos. Note-se que a consideração de um cálculo com um valor de E mais próximo da média dos valores apresentados na Figura 2. 71 não replicaria os resultados ora obtidos, havendo apenas uma diminuição global da curva apresentada referente ao Cálculo Base, como se tratasse apenas de uma mudança de escala.

À superfície, apesar de o módulo de deformabilidade do terreno ser inferior ao do Cálculo Base até aos 6,0 m de profundidade, as duas curvas têm andamentos muito semelhantes. A instalação do suporte rígido à superfície cria uma zona de rigidez que permite a transferência de tensões, por efeito de arco, para esta parte mais superficial. O facto de o terreno para baixo ser mais rígido diminui9 o efeito de arco na direcção vertical.

O conseguir-se uma evolução das deformações do maciço mais homogénea em profundidade é uma vantagem na medida em que pode permitir um dimensionamento mais económico em consequência dos esforços mais homogéneos. A Figura 2. 73 apresenta a comparação dos esforços no suporte para o Cálculo Base e para o cálculo em que se considera a evolução das propriedades deformacionais do maciço em profundidade.

Constata-se que a consideração de um módulo de deformabilidade do terreno crescente em profundidade conduz a diagramas de esforços mais uniformes. Há ainda uma redução global dos esforços mas tal é sobretudo motivado pela maior rigidez do terreno na zona mais profunda da escavação onde maiores deslocamentos têm reflexos mais relevantes nos esforços.



a) Esforços de Membrana;

b) Esforços Transversos;

c) Momentos Flectores.

Figura 2. 73 - Evolução dos esforços em profundidade considerando a influência da tensão de confinamento sobre o módulo de deformabilidade do maciço

No que refere aos esforços máximos instalados no suporte, a consideração de um módulo de deformabilidade crescente conduz a uma redução dos esforços axiais de 2405 kN/m para 2017 kN/m, dos esforços transversos de 79 kN/m para 67 kN/m e dos momentos flectores de 107 $kN.m/m$ para 83 $kN.m/m$. Tais reduções correspondem a quase 20%, o que se pode considerar uma parcela muito significativa.

Aspecto interessante do comportamento prende-se com a significativa redução do esforço axial à superfície. Ao crescer a rigidez do solo em profundidade diminui o efeito de arco na direcção vertical, diminuindo as tensões à superfície, o que conduz ao comportamento distinto em especial no primeiro anel, sobretudo no que refere aos esforços de membrana.

Recorde-se que os parâmetros de deformabilidade do terreno não são directamente comparáveis nas duas análises. Em qualquer dos casos a diminuição dos esforços em profundidade é uma característica relevante, tanto mais que, em muitos dos cálculos apresentados nos pontos anteriores, se notava que a magnitude de esforços a maiores profundidades já não era compatível com a consideração de um suporte da espessura preconizada nos modelos numéricos.

2.6.7 Influência da condição não saturada no comportamento do maciço

2.6.7.1 Descrição das análises efectuadas

A variação do nível de sucção presente no maciço tem repercussões quer ao nível dos parâmetros resistentes quer ao nível dos parâmetros de deformabilidade Fredlund (2006). No caso dos solos residuais do granito do Porto essa influência é também importante tendo-se, no âmbito desta dissertação, procurado quantificar essa influência através de um programa de ensaios em laboratório que se descreverá no Capítulo 3.

Ao longo do presente ponto simular-se-á, de uma forma um pouco simplificada, a influência do nível de sucção, primeiro, isoladamente nos parâmetros resistentes e nos de deformabilidade, e, depois, combinando a variação. Como parâmetros admitem-se os obtidos para os solos residuais testados no âmbito desta dissertação, considerando que o perfil de pressões neutras negativas no maciço varia linearmente em profundidade. São hipóteses simplificadas mas que permitem, numa primeira aproximação, obter uma ideia da influência deste parâmetro no comportamento geral das escavações como as aqui estudadas. Supõe-se ainda que o solo possui características uniformes em profundidade, correspondente à situação analisada no Cálculo Base.

2.6.7.2 Variação das características resistentes em função da sucção

Fredlund et al. (1978) apresentaram a expressão 2. 10 para quantificar a resistência de um terreno em condições não saturadas em função de duas variáveis independentes de tensão.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan\phi^b \qquad 2.\ 10$$

Na equação o ângulo ϕ^b representa o ângulo de atrito com respeito à sucção, $(\sigma\text{-}u_a)$ a tensão normal líquida, $(u_a\text{-}u_w)$ a sucção no maciço e os termos c' e ϕ' os parâmetros clássicos do critério de *Mohr-Coulomb*. Este assunto será discutido com mais detalhe no Capítulo 3 desta dissertação, percebendo-se no entanto que a sucção presente no maciço se traduz num acréscimo de resistência que, para um valor determinado de sucção, soma à parcela coesiva.

O conjunto de ensaios triaxiais em condições não saturadas conduziu a um ângulo de atrito com respeito à sucção a rondar os 14^0, valor que se assumiu para quantificar as variações de resistência em condições não saturadas.

Admitiu-se então uma escavação em que o rebaixamento prévio do nível freático para cotas idênticas à do fim de escavação criou um perfil de sucção, de variação linear em profundidade, correspondente ao equilíbrio com as pressões de água em situação hidrostática. O perfil de resistência obtido é sumariamente descrito na Figura 2. 74. Note-se que se consideraram os parâmetros associados ao Cálculo Base como os correspondentes a uma situação saturada, sendo a variação de resistência devida à sucção sempre assumida como um acréscimo.

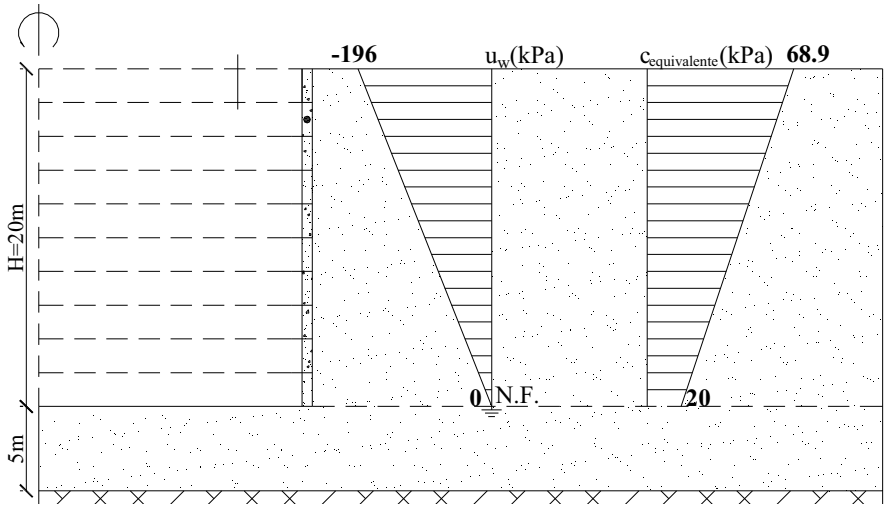


Figura 2. 74 – Variação de resistência em profundidade em consequência da consideração de um ângulo de atrito com respeito à sucção de 14^0

2.6.7.3 Variação do módulo de deformabilidade com a sucção

Tal como aconteceu para a quantificação da resistência, os ensaios triaxiais sobre condições não saturadas permitiram quantificar, para o solo residual da estação Salgueiros, a evolução dos parâmetros de deformabilidade em função da sucção imposta no ensaio. Esta quantificação provou um crescimento da rigidez com o nível de sucção se bem que, para níveis de sucção baixos, ou seja, para teores em água próximos da saturação, esse incremento seja pouco significativo.

Apesar das particularidades mencionadas no ponto anterior, assumiu-se um incremento linear do módulo de deformabilidade com o aumento da sucção. Considerou-se, relativamente à condição saturada, um incremento de 0,78% no módulo de deformabilidade por cada *kPa* de sucção instalada no terreno. Essa consideração levou à consideração de um módulo de deformabilidade variável em profundidade, sendo a evolução a apresentada na Figura 2. 75.

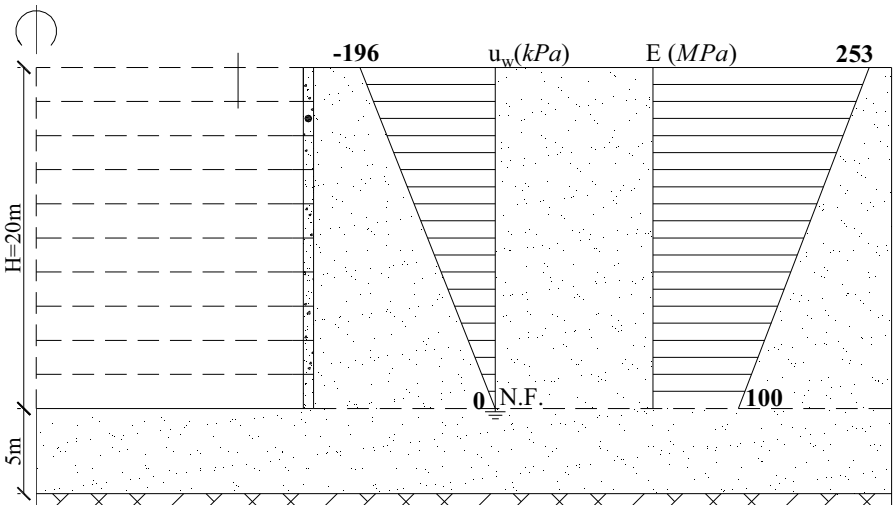


Figura 2. 75 – Variação do módulo de deformabilidade em profundidade devido à sucção (parâmetros escolhidos com base nos resultados dos ensaios triaxiais em condições não saturadas para a estação Salgueiros)

2.6.7.4 Análise de resultados

Como descrito no ponto anterior, realizou-se um conjunto de cálculos considerando a condição não saturada do maciço e a sua influência sobre as propriedades resistentes e de deformabilidade. Essa análise foi efectuada considerando separadamente a influência nas propriedades resistentes ("Resistência"), no módulo de deformabilidade ("Deformabilidade") e a influência em ambos os parâmetros ("Combinado"). Na Figura 2. 78 apresenta-se a evolução em profundidade dos deslocamentos no maciço imediatamente atrás do suporte para os três cálculos anteriores e para o Cálculo Base.

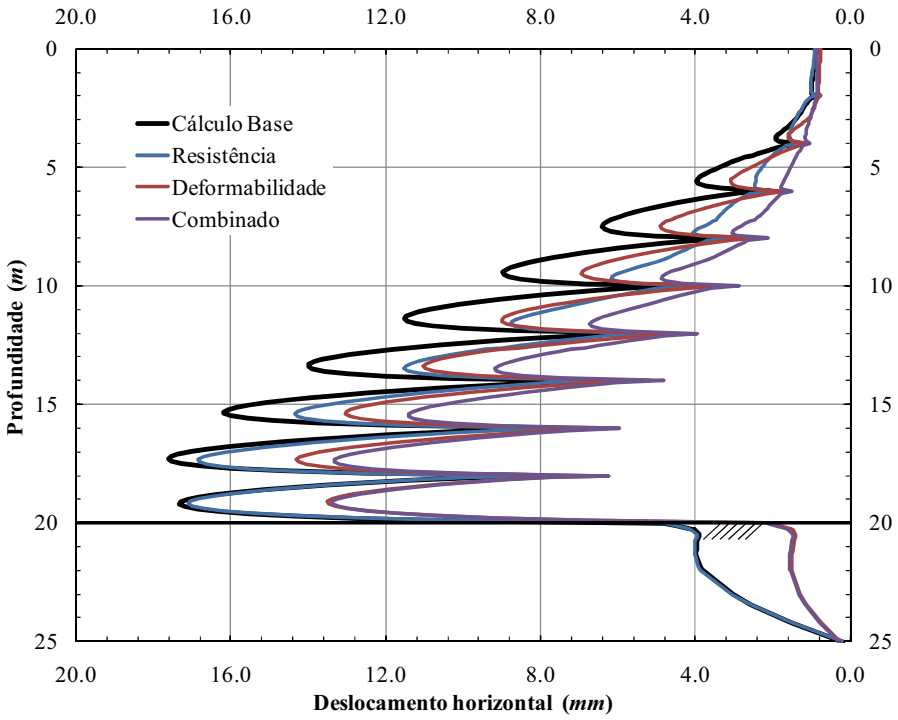


Figura 2. 76 - Evolução dos deslocamentos num ponto adjacente ao suporte considerando a influência da sucção sobre as propriedades resistentes e de deformação do maciço

Como se supôs que a condição não saturada produz sempre melhoria quer nas propriedades resistentes quer nas propriedades deformacionais do maciço, todos os cálculos em que a sucção foi considerada produziram uma redução dos deslocamentos máximos ao longo da altura de escavação.

Relativamente aos deslocamentos máximos registados, as diferenças são ainda notórias passando de 17,6 *mm* no Cálculo Base para 17,1 *mm* no cálculo em que apenas se varia a resistência. No cálculo em que apenas se varia a deformação o deslocamento máximo registado é de 14,3 *mm* enquanto no cálculo combinado esse deslocamento é de 13,4 *mm*. Tal significa que, neste último cálculo, a redução dos deslocamentos é de cerca 25%, valor que se pode considerar muito significativo.

A maior diferença de comportamento nas várias curvas acontece perto da superfície, consequência da maior variação nas propriedades do terreno função dos níveis mais elevados de sucção. No entanto essa diferença é muito mais significativa ao nível das propriedades

resistentes do que das propriedades de deformação. Efectivamente, quando apenas se considera a influência do nível de sucção nas propriedades resistentes, nota-se uma diminuição das deformações à superfície, aproximando-se, em zonas mais profundas, os movimentos dos registados no Cálculo Base. Quando se considera a influência apenas nas propriedades deformacionais do maciço, a redução dos deslocamentos está presente em toda a altura. Aliás, para os metros superiores são menores os deslocamentos associados à curva "Resistência", sendo que a partir dos 12,0 *m* são menores os associados à curva "Deformação".

A curva em que se considera a influência em ambas as propriedades traduz-se numa redução cumulativa das deformações, pelo que corresponde sempre aos valores mínimos.

É pois notória a influência da sucção em especial para os níveis superficiais de solos. Numa primeira impressão poder-se-ia pensar que tal é mesmo assim insuficiente pois é nos níveis mais profundos que a cedência e deformação do maciço são maiores, pelo que o rebaixamento do nível freático seria pouco vantajoso. Importa no entanto referir que nos maciços reais as propriedades geotécnicas tendem a ter uma evolução favorável com o crescimento da profundidade pelo que um cenário real pode ser bastante mais confortável.

Analise-se agora a influência da condição não saturada sobre os esforços instalados na estrutura de suporte. A Figura 2. 77 apresenta a variação dos esforços no suporte para os 4 cálculos analisados neste ponto.

As diferenças no andamento das curvas apresentado pela Figura 2. 77 são muito idênticas às apresentadas para a figura relativa ao andamento do maciço, embora a gama de variação das grandezas em análise seja inferior à produzida pelos cálculos em que se considerou a variação da rigidez em profundidade. Em qualquer dos casos, mesmo no que refere aos esforços, confirma-se a maior influência dos parâmetros de deformabilidade do que dos parâmetros de resistência. Efectivamente, quando se varia apenas a resistência do maciço as diferenças nos esforços máximos no suporte são muito pequenas relativamente ao Cálculo Base, inferiores a 5%. Já quando se varia apenas os parâmetros de deformabilidade do maciço as diferenças são mais significativas, rondando a redução de esforços 15% quando se fala dos esforços de membrana e dos momentos flectores e 10% quando se refere o esforço transverso.

A consideração da influência da condição não saturada quer nos parâmetros resistentes quer de deformabilidade do maciço faz com que o esforço de membrana máximo passe de 2406 *kN/m* para 1976 *kN/m,* uma redução de 18%. No que diz respeito aos momentos flectores máximos passam de 107 *kN.m/m* para 92 *kN.m/m,* o que corresponde a uma diminuição de 15%, sendo nos esforços transversos máximos a redução de quase 10%, ao passarem de 79 *kN/m* para 74 *kN/m.*

Estas diferenças de comportamento são muito significativas permitindo poupanças consideráveis no dimensionamento dos poços elípticos escavados pelo Método de Escavação Sequencial na vertical. Em algumas situações a diferença pode ser entre a viabilidade da solução ou a necessidade do recurso a uma solução tradicional, tendencialmente muito mais dispendiosa.

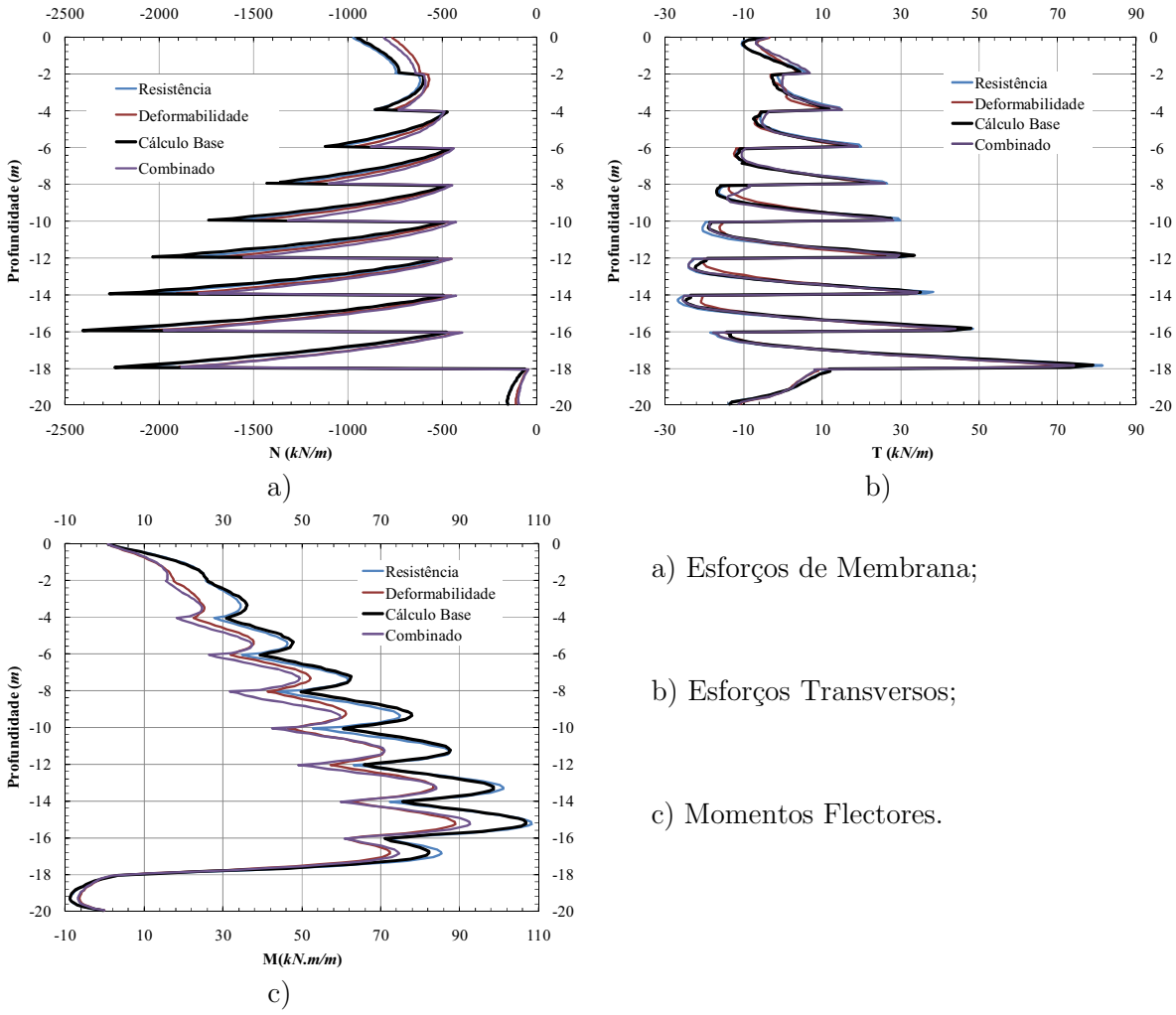


Figura 2. 77 - Evolução dos esforços em profundidade considerando a influência sobre os parâmetros resistentes e sobre os parâmetros de deformabilidade do maciço

2.7 Comportamento de um poço circular escavado num solo residual uniforme considerando a influência da sucção e a variação do módulo de deformabilidade em profundidade

Neste ponto analisa-se o comportamento de um poço circular, com características semelhantes às do Cálculo Base mas considerando, em simultâneo, a influência da sucção e da tensão de confinamento nas propriedades resistentes e de deformabilidade. Esta simulação considera-se pertinente pois, independentemente das variações assistemáticas tão típicas dos solos residuais do granito do Porto, estas duas condicionantes estarão presentes autonomamente do zonamento geotécnico considerado. Crê-se também que, mais do que o Cálculo Base, que assume pressupostos demasiado simplistas, esta simulação se aproxima mais do comportamento real de uma escavação circular nos solos residuais do granito do Porto. Naturalmente que as diversas variáveis estudadas ao longo do ponto anterior terão os seus reflexos caso hajas variações, situação demasiado provável em materiais com a heterogeneidade dos solos residuais do granito do Porto.

Tal como se fez na secção 2.6.6 considerou-se que à profundidade de 6,0 *m* o módulo de deformabilidade do maciço seria idêntico ao que existiria *in situ,* caso não se considerasse a influência da tensão de confinamento e da condição não saturada. Nesta perspectiva, os deslocamentos não são directamente comparáveis.

Na Figura 2. 78 apresenta-se a evolução dos deslocamentos em profundidade para um ponto do maciço adjacente ao suporte.

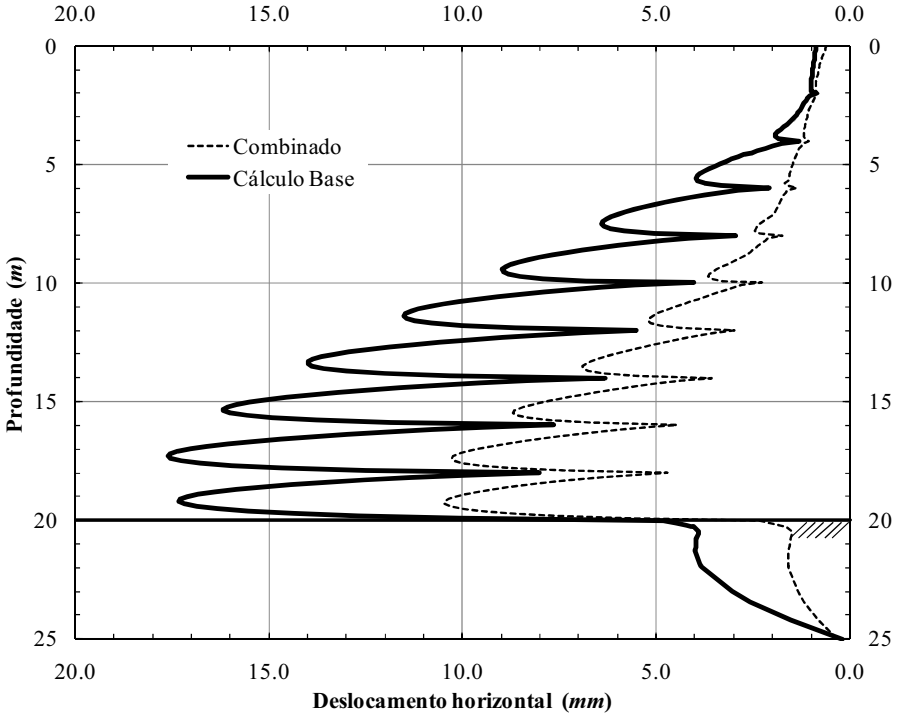


Figura 2. 78 – Evolução dos deslocamentos num ponto adjacente ao suporte para o Cálculo Base e cálculo com influência da sucção e tensão de confinamento

Enquanto a condição não saturada se reflecte, sobretudo, numa melhoria das qualidades no maciço para os níveis mais superficiais, o incremento da tensão de confinamento em profundidade produz um aumento do módulo de deformabilidade tanto mais relevante quanto maior a profundidade a que se encontra o ponto em análise. Em consequência desta combinação, quando comparado com o Cálculo Base, há uma drástica redução dos deslocamentos do maciço.

A Figura 2. 78 mostra que, no caso em que se considera a influência conjunta da condição não saturada do maciço e do aumento de rigidez devido à tensão de confinamento, os deslocamentos máximos do maciço passam de 17,6 *mm* para 10,5 *mm*, uma redução de mais de 40% dos deslocamentos totais. Se se considerar os deslocamentos mínimos dentro de cada painel, quiçá mais representativos da deformação média do maciço, e fixando a análise no 9º painel escavado, entre os 16,0 *m* e os 18,0 *m*, nota-se que estes variam de 7,7 *mm* para 4,5 *mm*, uma redução também superior a 40%.

Um outro aspecto também notório nas curvas é que nas camadas mais superficiais as "barrigas" na deformação dentro de cada painel são muito pouco pronunciadas, dando a entender que a plastificação é praticamente inexistente, pelo menos para os parâmetros considerados.

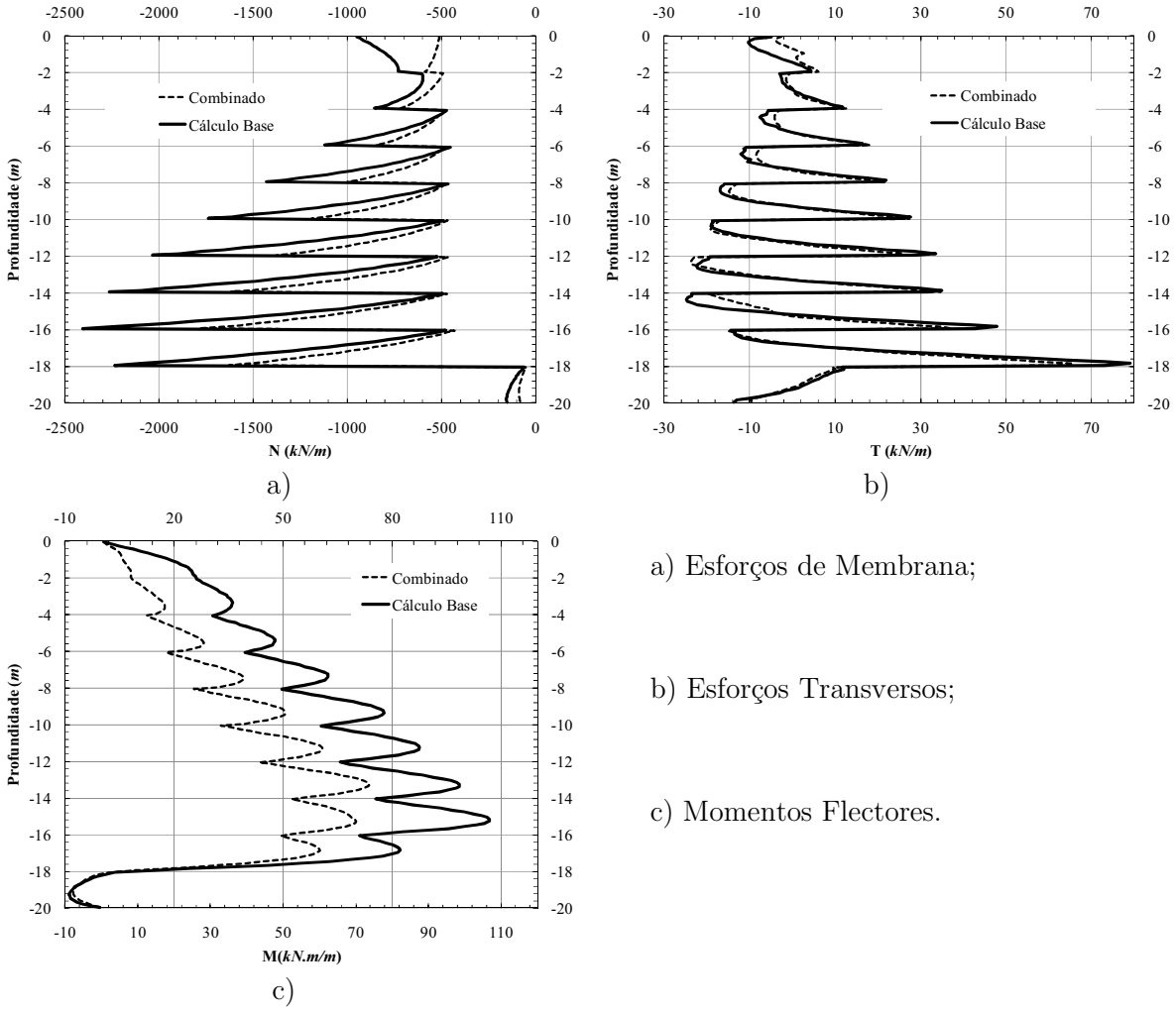


Figura 2. 79 - Evolução dos esforços em profundidade para o Cálculo Base e cálculo com influência da sucção e tensão de confinamento

Quando se atenta nos resultados exibidos pela Figura 2. 79, que apresenta a evolução dos esforços em profundidade, verifica-se também uma substancial redução dos esforços, embora de forma menos vincada do que a referente aos deslocamentos do maciço. Em qualquer dos casos, o cálculo mais completo produz, em comparação com o Cálculo Base uma redução dos esforços de membrana de 2406 kN/m para 1784 kN/m, o que corresponde a um decréscimo de mais de 25%. Já no que refere aos momentos flectores a mudança é de 107 $kN.m$ para 74 $kN.m$, redução superior a 30% e, no que concerne aos esforços transversos, passa-se de 79 kN/m para 66 kN/m, mesmo assim uma redução de mais de 15% no valor dos esforços instalados no suporte.

Com excepção dos dois primeiros metros de escavação, onde as mudanças são mais vincadas, qualquer das curvas apresenta um andamento muito semelhante, parecendo haver nas duas curvas como que uma mudança de escala.

Note-se que a redução observada nos esforços é de tal modo significativa que se pode afirmar que a solução estrutural adoptada no Cálculo Base se encontra perfeitamente adequada, possuindo até alguma margem de segurança. Caso, haja uma evolução das características resistentes em profundidade, como é comum, embora não obrigatório nos solos residuais do Porto, esta seria uma solução perfeitamente aplicável a este tipo de solos.

2.8 Nota Final

Ao longo do presente capítulo procurou perceber-se os principais aspectos associados ao comportamento dos poços elípticos construídos pelo Método de Escavação Sequencial tendo-se, no entanto, conduzido grande parte da análise a partir de um poço circular, já que se considera ser esta forma a génese destas estruturas.

Numa primeira parte apresentaram-se alguns exemplos de aplicação da metodologia, tendo-se focado os exemplos no caso do Metro do Porto e em obras no Brasil, uma vez que foi este o país originário da implementação da metodologia em poços com grandes dimensões.

Analisando-se um poço circular com raio 15,0 *m,* escavado num solo uniforme com propriedades que se podem considerar representativas de um solo residual do granito do Porto, procurou perceber-se em detalhe todos os aspectos associados à fenomenologia do comportamento destas escavações. A análise das deformações do maciço ao longo das várias fases de cálculo, da variação das tensões, dando enfoque aos fenómenos de transferência próximos do fundo da escavação, e dos esforços do suporte serviu de base à percepção em detalhe do comportamento de poços em que o Método de Escavação Sequencial é a metodologia construtiva adoptada. O fenómeno de transferência de tensões por efeito de arco próximo do fundo de escavação, ainda mais potenciado pela cedência do material próximo da face não suportada, é provavelmente o fenómeno mais relevante no comportamento deste tipo de poços.

A análise do Cálculo Base permitiu ainda perceber quais as trajectórias típicas de tensões nos vários pontos do maciço, o que ajudou na definição das trajectórias a implementar nos ensaios de laboratório. Neste aspecto há a distinguir os pontos na base da escavação dos pontos adjacentes ao suporte. Enquanto os primeiros apresentam uma trajectória de diminuição quer da tensão horizontal quer da tensão vertical, com maior relevância para esta última, os segundos apresentam uma trajectória em que, fundamentalmente, varia a tensão horizontal, diminuindo. No entanto, essa variação é muito distinta em função da distância ao suporte sendo que, nos pontos até distâncias do revestimento da altura do painel escavado, há ainda diferenças significativas em pontos situados a diferentes profundidades. Enquanto a meio do painel escavado o desconfinamento é total, obrigando à diminuição das tensões verticais, nos pontos próximos do limite de escavação de cada painel há um certo confinamento conferido, acima, pelo suporte já instalado, e, abaixo, pelo terreno do fundo da escavação. A distâncias de 5,0 m do suporte as variações de tensões são reduzidas, esvanecendo-se até praticamente se anularem a cerca de 15,0 m do suporte.

Na última parte do capítulo procede-se a um estudo paramétrico em que variando a geometria da escavação, as características do suporte e os parâmetros do maciço, quer as suas propriedades resistentes quer as de rigidez, se procura perceber quais as variáveis com maior

relevância no comportamento dos poços construídos adoptando o Método de Escavação Sequencial.

A geometria do maciço assume importância vital no comportamento dos poços. No que refere ao raio de escavação, o limite de 30,0 m parece surgir como um valor a partir do qual a implementação é difícil. Já no que concerne às formas elípticas, apresenta-se como possível a realização de escavações com relação entre o eixo maior e o eixo menor da ordem de 2 mas este limite é muito dependente da dimensão média da escavação. Naturalmente que um poço com raio médio de 30,0 m não pode chegar a este limite. De referir ainda que a mudança da altura de escavação de cada painel apresenta-se como uma variável importante para o controlo das deformações, sendo que a limitação à sua variação está fundamentalmente associada a questões de custos.

A adopção de adequados parâmetros de deformabilidade para o suporte é mais relevante para o conhecimento dos esforços do que para a previsão da deformação do maciço. No entanto este não é um exercício fácil pois muitas vezes o betão projectado não possui a mesma uniformidade de produção que o betão moldado e é carregado em idades muito distintas, o que tem natural influência ao nível dos parâmetros de rigidez a considerar.

Os estudos relativos aos parâmetros resistentes do maciço mostraram a importância destes no controlo, essencialmente, dos deslocamentos durante a fase não suportada da escavação. Neste ponto também se incluiu a avaliação paramétrica da influência do coeficiente de impulso em repouso do terreno, embora não sendo uma propriedade resistente do maciço em termos puros. A variação de K_0 revelou-se de enorme impacto quer ao nível dos deslocamentos do maciço quer ao nível dos esforços, aspecto mais relevante se se tiver presente a dificuldade em caracterizar bem este parâmetro e a sua relativamente alargada gama de valores plausíveis. Para valores aceitáveis deste parâmetro em solos residuais do granito do Porto, as diferenças chegam a atingir 30% no que refere aos deslocamentos e alguns esforços.

No que refere aos deslocamentos, parâmetros como o coeficiente de *Poisson* e ângulo de dilatância assumem importância mas, naturalmente, o módulo de deformabilidade do maciço é determinante para a previsão dos deslocamentos. Neste aspecto parece revelar-se como um passo primordial a implementação de modelos em que se faça depender a rigidez do nível de deformação do maciço.

Por fim, tendo-se por base a influência da condição não saturada ao nível da resistência e deformação nos solos residuais, quantificada através de ensaios de laboratório cuja apresentação se inclui no Capítulo 3, avaliou-se a influência da sucção no comportamento geral dos poços, tendo-se percebido que é muito relevante, havendo uma clara diminuição dos deslocamento do maciço e dos esforços instalados no suporte. No caso em que se combina a condição não saturada com a evolução dos parâmetros de deformabilidade em profundidade, devido à influência da tensão de confinamento, a redução dos deslocamentos máximos no maciço chega a atingir quase 50%.

3

SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO. CARACTERIZAÇÃO EM CONDIÇÕES NÃO SATURADAS

3.1 Introdução

Os solos residuais do granito do Porto, como material predominante à superfície nesta cidade, têm sido alvo de atenção particular por parte da secção de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, que tem colocado especial enfoque na sua caracterização e na compreensão do seu comportamento, dada a relevância económica do tema para a região em causa. De referir, como trabalho pioneiro e de maior alcance a tese de Doutoramento de Viana da Fonseca (1996), sendo que posteriormente muitas outras publicações foram elaboradas, citando-se Viana da Fonseca et al. (1997), Viana da Fonseca & Coutinho (2008) e Topa Gomes et al. (2008a).

Com o presente capítulo não se pretende realizar um estado da arte da matéria, tanto mais que Viana da Fonseca (2008) e Viana da Fonseca & Coutinho (2008) o realizaram com muito detalhe ainda recentemente. No âmbito da presente tese dedicou-se especial atenção à condição não saturada dos solos residuais, aplicada a obras de escavação e contenção, cujo especificidade, em especial no que refere à trajectória de tensões predominante, tem muita relevância no comportamento geral dos solos. Assim sendo, efectuou-se um conjunto de ensaios de campo e de laboratório que permitiram entender melhor a fenomenologia do comportamento dos solos residuais em condições não saturadas, tema que se pode considerar novo, pelo menos no que refere aos solos residuais do granito do Porto. Para o efeito desenvolveu-se uma câmara triaxial específica, que permite a realização de ensaios em condições não saturadas por aplicação de pressões de ar e água de forma independente.

Neste capítulo, além da descrição do equipamento acima mencionado, apresentam-se e discutem-se os vários ensaios de laboratório realizados, tendo presente o objectivo último de obtenção de parâmetros resistentes e de deformabilidade representativos para a modelação numérica de um poço elíptico executado utilizando o Método de Escavação Sequencial.

3.2 Determinação da Curva de Retenção do Solo

3.2.1 Nota introdutória

O estudo dos solos em condições não saturadas implica necessariamente o conhecimento da sua curva de retenção (Soil-Water Characteristic Curve), que é a ferramenta que permite avaliar a capacidade de retenção de água por parte de um solo, relacionando a variação do teor em água com a mudança da sucção. A sucção pode ser descrita como a energia com que um elemento poroso absorve água quando está livre para se movimentar e depende, basicamente, da mineralogia, densidade e teor em água do solo (Marinho (2005).

Muita da importância da Curva de Retenção do Solo resulta do facto de vários parâmetros associados ao comportamento em condições não saturadas serem determinados a partir dela, tal como referido por Fredlund & Xing (1994). Entre as propriedades que podem ser inferidas a partir da curva de retenção do solo destaca-se a permeabilidade, a resistência ao corte, a variação volumétrica, o calor específico e a condutividade térmica (Fredlund et al., 1997).

A obtenção de curvas de retenção do solo pode ser conseguida através de vários métodos sendo de referir os seguintes: placas de sucção, método do papel de filtro e psicómetros. De mencionar ainda que, mais recentemente, têm surgido técnicas como pequenas centrifugadoras que permitem atingir o mesmo objectivo (Feuerharmel et al. (2006).

O Quadro 3. 1, da autoria de Ridley & Wray (1995), apresenta um resumo de vários equipamentos usados para a obtenção da curva característica, bem como a gama de sucções em que são aplicáveis e o tempo necessário para a obtenção do equilíbrio.

Quadro 3. 1 – Métodos para medição de sucção Ridley & Wray (1995)

Equipamento	Sucção medida	Gama de aplicação (kPa)	Tempo de equilíbrio aproximado
Psicómetro	Total	100-71000	Minutos
Papel de filtro (em contacto)	Mátrica	30-30000	7 dias
Papel de filtro (sem contacto)	Total	400-30000	7 dias
Bloco Poroso	Mátrica	30-3000	Semanas
Amostra de condutividade Térmica	Mátrica	0-300	Semanas
Placas de pressão	Mátrica	0-1500	Horas
Placas de sucção	Mátrica	0-30	Dias
Tensiómetro	Mátrica	0-1800	Minutos

Nos pontos que se seguem apresentar-se-ão as curvas de retenção obtidas para o solo residual do granito estudado no âmbito desta dissertação, com referência aos vários métodos utilizados.

3.2.2 Curva obtida a partir dos ensaios triaxiais com sucção controlada

Como referido no capítulo inicial desta tese, um dos principais objectivos deste trabalho passa pela avaliação da influência do nível de sucção no comportamento mecânico dos solos residuais do granito do Porto. Um dos passos dados com vista ao cumprimento desse objectivo consistiu no desenvolvimento e montagem de um equipamento para a realização de ensaios triaxiais, em condições não saturadas.

No final dos diversos ensaios determinaram-se os teores em água dos 18 provetes testados. Como os ensaios foram feitos com sucção imposta, foi possível obter uma curva de sucção a partir dos resultados dos ensaios triaxiais. O principal inconveniente desta curva relaciona-se com o número reduzido de pontos obtido, uma vez que foram realizados apenas 4 níveis de sucção mais os ensaios correspondentes à situação saturada. Acresce que a sucção máxima ensaiada foi de 150 *kPa*, valor ainda distante do teor em água residual associado aos solos testados.

A Figura 3. 1 apresenta a curva de retenção obtida a partir dos provetes dos ensaios triaxiais em condições não saturadas. Refira-se que cada um dos pontos representados corresponde à média de, pelos menos, 3 ensaios, relativos aos diversos níveis de tensão ensaiados.

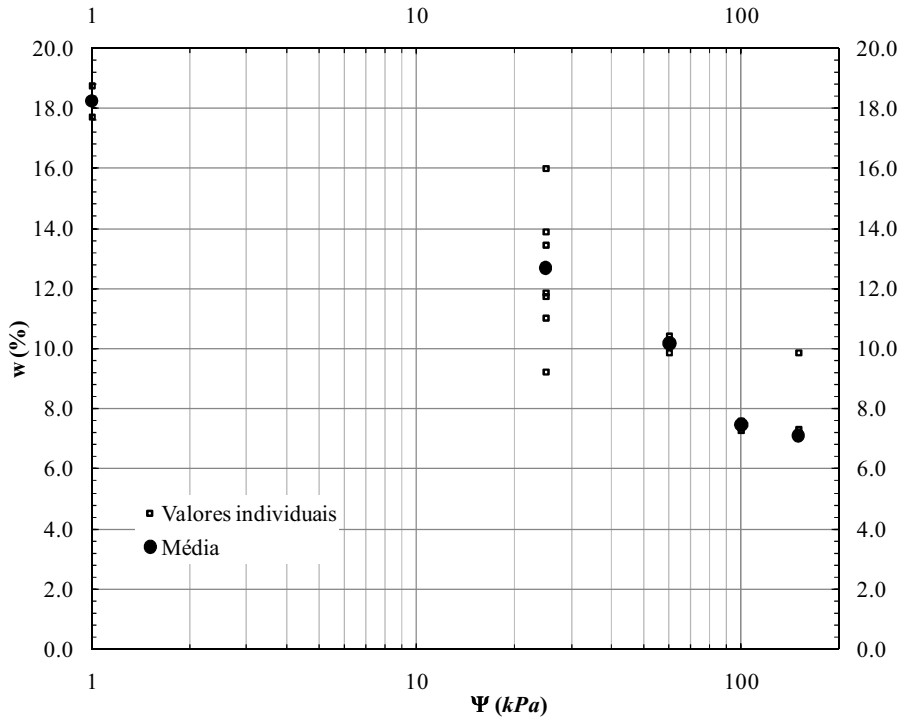


Figura 3. 1 – Pontos da curva característica do solo obtida a partir dos ensaios triaxiais em condições não saturadas

Esta primeira curva de retenção do solo exibe um andamento sensivelmente linear, em escala semilogarítmica, com excepção do primeiro troço, menos inclinado. Esta diferença resulta do reduzido número de pontos para valores baixos de sucção, o que impossibilita a correcta definição do teor em água correspondente à entrada de ar e, em consequência, do patamar horizontal da curva de retenção até este valor.

Refira-se ainda que este não é um caminho convencional para a definição da curva de retenção do solo, tendo sido possível a sua apresentação devido ao número significativo de ensaios triaxiais efectuados, com diferentes níveis de sucção. Além de uma primeira aproximação, a obtenção desta curva permite validar o mecanismo de imposição de sucção nos ensaios triaxiais, por comparação com curvas características obtidas através de métodos mais convencionais.

3.2.3 Curva de retenção obtida através do método do papel de filtro

A obtenção da curva de retenção através do método do papel de filtro é um processo simples, utilizado desde 1916 (Schull) e cuja consistência de resultados torna o método normalmente bem aceite na generalidade da literatura sobre solos não saturados. Permite a medição da sucção total para praticamente todos os níveis de sucção mas, em caso de contacto perfeito entre o papel de filtro e o solo, mede, apenas, a sucção mátrica. Esta é aliás a sucção mais relevante para o presente trabalho daí que as medições tenham sido realizadas impondo o contacto dos papéis de filtro com os vários provetes.

Fruto da sua simplicidade e versatilidade, o método é amplamente usado, sendo objecto de frequentes avaliações e discussões no meio da comunidade científica. Encontra-se também versado em norma sendo de referir a norma ASTM (1994). Vários trabalhos científicos têm discutido amplamente o assunto e, em particular, a sua correcta calibração e aplicação a todo o tipo de solos (Leong et al., 2002; Marinho & Oliveira, 2006).

Figura 3. 2 - a) Preparação do provete e colocação do papel de filtro; b) Envolvimento do provete e papel de filtro para equilíbrio do teor em água; c) retirada do papel de filtro para pesagem; d) pesagem do papel de filtro em balança com precisão do micrograma

Para a definição da curva de retenção do solo residual objecto da presente dissertação seguiu-se a norma ASTM (1994), tendo-se testado mais de 100 amostras. Recorde-se contudo que os solos residuais do granito, em geral, e do granito do Porto em particular, apresentam uma intensa

heterogeneidade, que se reflecte em variações significativas na curva de retenção obtida. Esta variação resulta em dois aspectos principais: o valor do teor em água em condições saturadas e o próprio andamento da curva. Como o objectivo último desta tese é o estudo de uma obra particular, considerou-se ser necessário obter uma curva cujo andamento médio fosse representativo do solo em estudo. Assim sendo, seleccionou-se aleatoriamente um número significativo de provetes, entre os blocos de material recolhidos ainda durante a escavação da obra, amostras estas que foram testadas para distintos teores em água.

A Figura 3. 2 apresenta algumas fases da preparação de amostras para obtenção da curva de retenção do solo residual, recorrendo ao método do papel de filtro. Refira-se que em cada provete se colocaram, pelos menos, 4 papéis de filtro, pares sobrepostos em duas faces da amostra. Deste modo conseguia-se validar a qualidade dos resultados obtidos, em função da discrepância entre os valores de sucção obtidos para os 4 papéis utilizados.

A Figura 3. 3 apresenta os resultados para a curva de retenção do solo residual da estação Salgueiros, utilizando a técnica do papel de filtro. Foram realizados cerca de 100 testes, correspondentes à utilização de cerca de 20 provetes distintos.

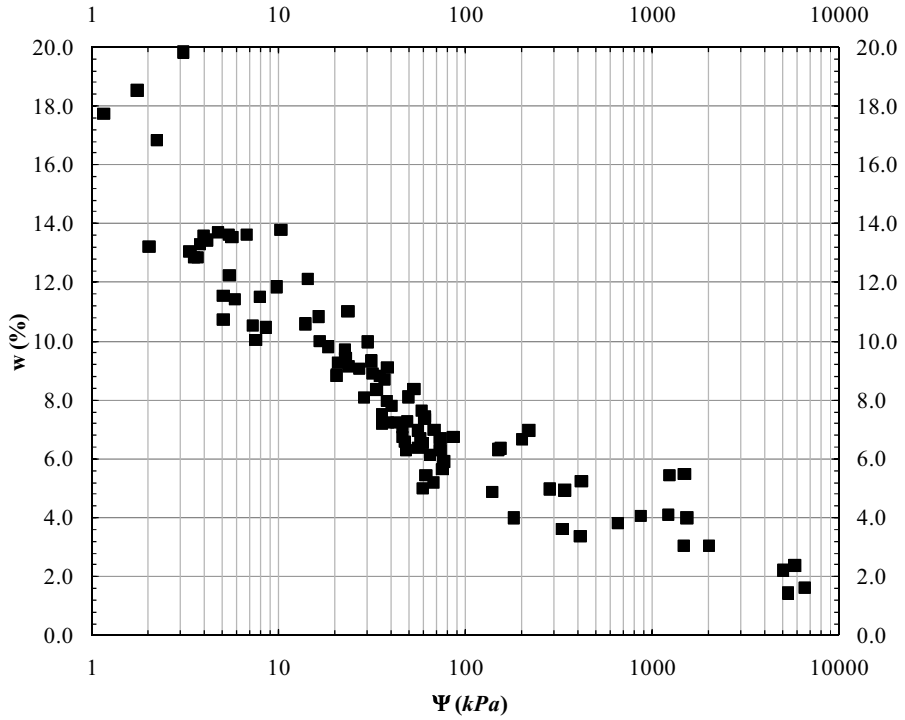


Figura 3. 3 – Pontos da curva de retenção obtida a partir de várias amostras de solo residual utilizando a técnica do papel de filtro

Como se pode constatar pela análise do gráfico, há alguma discrepância entre os vários valores obtidos, sendo maior esta diferença na zona próximo da saturação. Essa diferença surge fundamentalmente devido à intensa heterogeneidade dos solos residuais do granito, sendo que aos diferentes provetes corresponderiam diferentes curvas de retenção. Não obstante, o andamento das curvas tende a ser semelhante, sendo a principal diferença o valor correspondente ao teor em água saturado.

O objectivo da realização de um tão elevado número de pontos para a definição de uma curva de retenção prende-se com a necessidade de obter uma curva média, que se considere representativa do comportamento da globalidade de solo interessada pela escavação da estação Salgueiros. Mais adiante discutir-se-á como, a partir de um número tão elevado de pontos, se pode chegar a uma curva representativa do solo em análise.

Um aspecto importante a mencionar refere-se ao processo de obtenção dos pontos na curva Figura 3. 3. Todos as amostras se encontravam secas e foram humedecidas com diferentes teores em água, correspondendo portanto os pontos obtidos ao ramo de molhagem da curva de retenção. Refira-se que este não é o método associado ao processo de construção adoptado para a estação Salgueiros. O terreno encontrava-se saturado, a partir de uma profundidade relativamente curta, cerca de 6,0 m, e o rebaixamento do nível freático conduziu a uma secagem do solo.

3.2.4 Curva de Retenção obtida através das placas de pressão

Uma das técnicas mais utilizadas para a determinação da curva de retenção do solo passa pela utilização das designadas placas de pressão, processo que se baseia na técnica de translação de eixos (Hilf, 1956) que, considerando a aplicação de uma pressão de ar (u_a) e admitindo como nula a pressão de água (u_w), assume que a sucção matricial aplicada é dada pela diferença entre estas duas pressões (u_a-u_w).

Esta técnica, apesar de possuir algumas limitações, nomeadamente na determinação da curva para níveis de sucção baixos, é, em termos de trajectória de variação do teor em água do material, idêntica à que este sofreu em obra, pelo que se pode considerar particularmente ajustada. Neste ensaio, as amostras de solos são saturadas e posteriormente sujeitas a uma determinada sucção, sofrendo portanto um processo de secagem. Na obra, o maciço estava saturado a profundidades superiores a 6,0 m, tendo um conjunto de poços de bombagem ao redor da escavação assegurando o rebaixamento do nível freático para profundidades superiores a 22,0 m. Tal como nas placas de pressão, o maciço foi sujeito a processo de secagem no que se refere à variação do teor em água.

O laboratório de geotecnia da FEUP possui um conjunto de placas de pressão da empresa *SoilMoisture Equipment Corporation*, cujos detalhes podem ser consultados em http://www.soilmoisture.com/pdf/1500F1.pdf.

Como, ainda durante o decorrer da obra, se recolheu um conjunto de blocos de solo residual, de muito boa qualidade, aproveitou-se este material para se talhar um conjunto de anéis com material intacto. A Figura 3. 4 ilustra o processo após a abertura de um desses blocos.

No início do ensaio as amostras nos vários anéis eram humedecidas, até um teor em água próximo da saturação, e, de seguida, imposta uma pressão de ar durante algum tempo. Este processo é ilustrado nas fotografias da Figura 3. 5.

A única referência encontrada para definir o tempo necessário para o equilíbrio interno de pressões na amostra foi resumida no Quadro 3. 1, apontando-se um período de horas para o caso das placas de pressão. Nos ensaios realizados no âmbito desta dissertação as pressões eram aplicadas durante um período mínimo de 7 dias, tempo que pareceu adequado considerando,

por um lado, a consistência dos resultados entre os diversos provetes, e, por outro lado, o normal andamento associado à curva de retenção de cada um dos provetes.

Figura 3. 4 – Cravação de anéis para determinação da curva de sucção pelo método das placas de pressão

a) b)

Figura 3. 5 – a) Humedecimento das várias amostras; b) colocação da pedra porosa de alta entrada de ar e amostras na panela

Refira-se ainda que esta metodologia possui como vantagem relativamente ao método do papel de filtro o facto de se obterem curvas completas para cada amostra, uma vez que, dado o confinamento do provete conferido pelo anel, é possível proceder a sucessivos humedecimentos e posterior aplicação de diferentes valores de sucção. Deste modo, é possível determinar não apenas a curva característica média das várias amostras mas também os limites de variação desta curva.

A Figura 3. 6 apresenta o conjunto de curvas de retenção obtidas utilizando amostras talhadas directamente a partir dos blocos, utilizando o método das placas de sucção acima descrito. Apresentam-se as curvas obtidas em 26 provetes de forma a se ter uma percepção da variação dessas curvas em função da heterogeneidade típica dos solos residuais do granito do Porto.

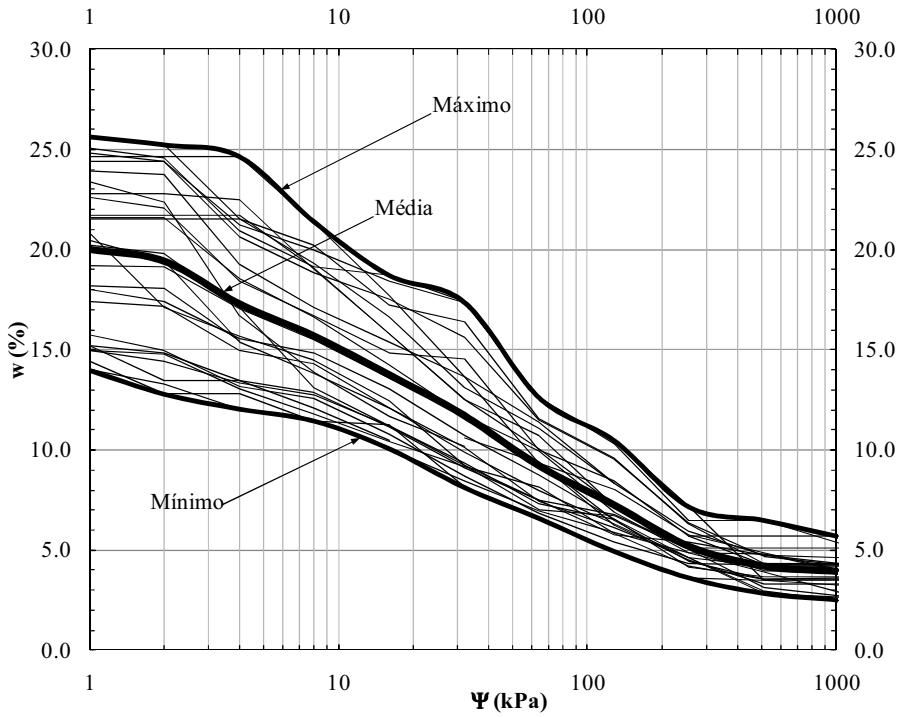


Figura 3. 6 – Curvas de retenção para várias amostras do solo residual de Salgueiros obtidas através do método das placas de pressão.

Como se pode constatar pela análise da Figura 3. 6, a variação entre as várias curvas ainda é significativa, fazendo-se notar sobretudo através da diferença no teor em água correspondente à condição saturada dos provetes. A partir deste ponto as curvas têm um andamento semelhante, havendo um estreitamento da mancha de curvas possíveis à medida que se aproximam dos níveis de sucção mais elevados.

Refira-se ainda que, frequentemente, os solos residuais apresentam uma curva de retenção do tipo bimodal (Feuerharmel et al., 2006). No caso presente, apesar de algumas amostras terem mostrado uma muito ligeira queda para sucções entre 16 *kPa* e 64 *kPa*, a tendência média não parece mostrar evidências deste tipo de comportamento. Esta constatação é válida quer considerando os resultados do papel de filtro quer os resultados das placas de sucção.

Em face da discrepância de curvas exibida pela figura, seria lógico que, em vez de, no eixo das ordenadas, se apresentar o teor em água, se representasse a relação entre o teor em água para a sucção testada e a mesma variável, na situação em que solo se encontra saturado. Todavia, a dificuldade reside em determinar o teor em água da amostra saturada, uma vez que para baixos níveis de sucção não se considera apropriado o método das placas de sucção. Fez-se esta representação mas, apesar da dispersão se reduzir um pouco, a melhoria não é notória já que, tomando-se como termo de comparação o valor com menor confiança, o erro correspondente se propaga a todas as medições e não surge apenas na entrada da curva.

Um aspecto a referir prende-se com a dificuldade em obter uma boa definição do ramo inicial da curva de retenção, isto é, os pontos até ao valor de sucção correspondente à entrada de ar. A saturação do provete foi realizada mediante o seu simples humedecimento, havendo, no início do teste, água a mais do que a correspondente ao teor em água saturado. Tal facto era visível

pela existência de uma lâmina de água na parte superior dos anéis. Para valores muito baixos de sucção (1 *kPa*), a energia quase não era suficiente para fazer a água atravessar o provete e chegar à pedra porosa de alta entrada de ar. Acresce que o próprio manómetro era graduado em unidades de *kPa*, correspondendo portanto a pressão mínima à menor unidade de graduação do manómetro.

De qualquer dos modos, para sucções entre 2 *kPa* e 4 *kPa* verifica-se haver uma certa tendência para a constância dos teores em água, indicativa de que o valor de entrada de ar se encontra próximo daqueles valores. Sem embargo, em alguns ensaios, para sucções de 1 *kPa,* havia um anormal crescimento do teor em água, quando comparado com a tendência da curva nos patamares de sucção seguintes. Nestes casos ajustou-se manualmente o valor deste teor em água, considerando-o igual ao determinado para os níveis de sucção de 2 *kPa.*

Apesar de várias publicações apontarem o processo das placas de pressão como adequado para sucções entre 0 e 1500 *kPa* (ver Quadro 3. 1), é opinião do autor que o método dificilmente conduz a curvas de retenção bem definidas para as gamas de sucção inferiores a 10 *kPa*. Para sucções inferiores a este valor são normalmente utilizadas placas de sucção, apresentando-se na Figura 3. 7 uma fotografia de um equipamento (Cardoso Jr., 2006).

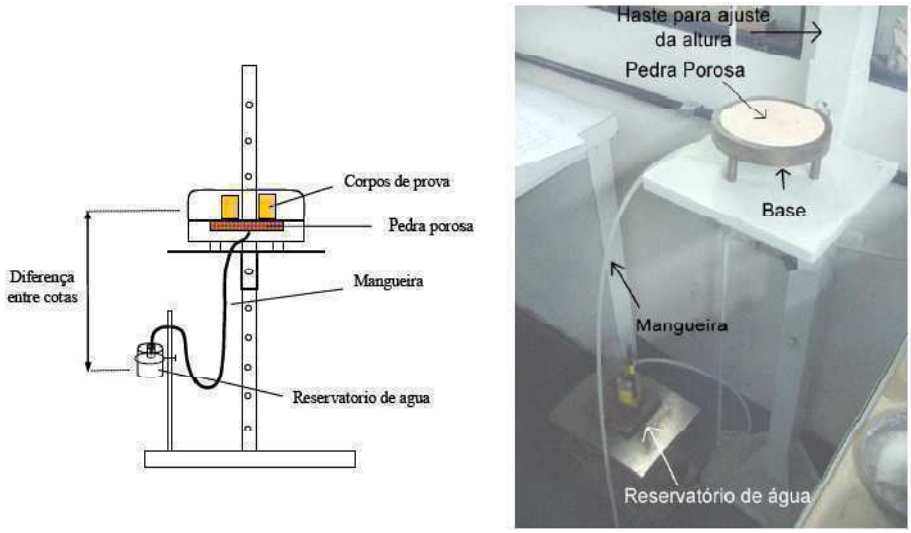


Figura 3. 7 – Esquema e equipamento para a realização de ensaios com o método das placas de sucção Cardoso Jr. (2006)

3.2.5 Resumo dos resultados obtidos

Tendo presente que se utilizaram 3 métodos distintos para a obtenção da curva de retenção do solo residual da estação Salgueiros, é interessante a sua representação conjunta de forma a se ter uma percepção das diferenças. A Figura 3. 8 apresenta os resultados da curva de retenção para os 3 processos descritos nos pontos anteriores.

A curva de retenção obtida através do papel de filtro corresponde a uma trajectória de molhagem ao passo que as curvas correspondentes às placas de pressão e aos resultados dos ensaios triaxiais em condições não saturadas correspondem a um trajectória de secagem. Esta diferença é muito importante pois os solos apresentam, tipicamente, um comportamento histerético.

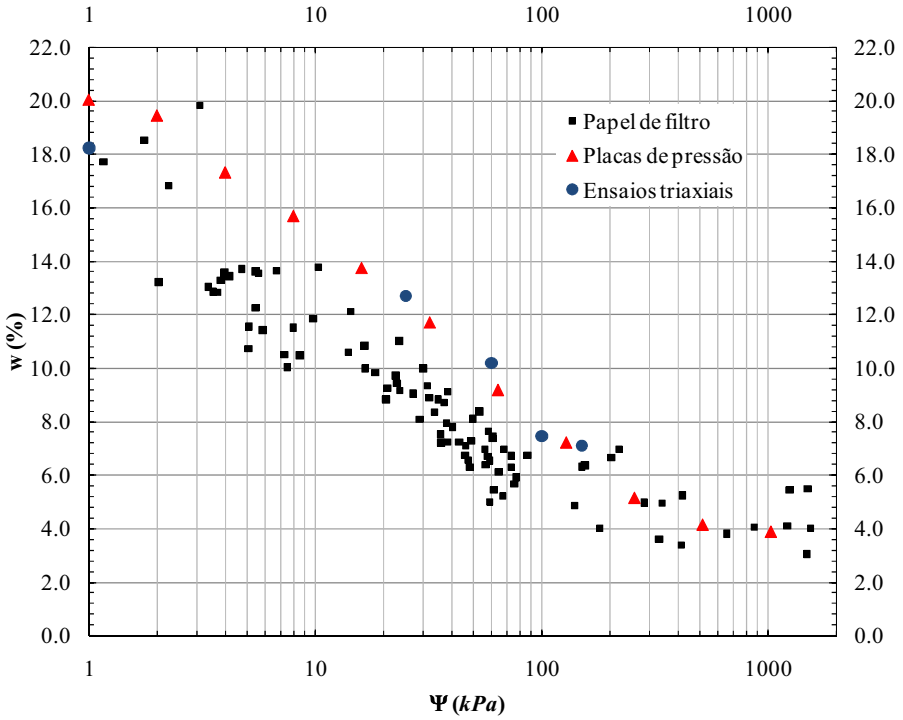


Figura 3. 8 – Curvas de retenção para o solo residual da estação Salgueiros obtidas com recurso aos métodos de papel de filtro, placas de pressão e após ensaios triaxiais em condições não saturadas

Da análise da Figura 3. 8 é bem visível que a curva correspondente à trajectória de secagem apresenta valores inferiores do teor em água, quando comparada com as curvas correspondentes à trajectória de molhagem.

Um aspecto particularmente relevante relaciona-se com a boa concordância das curvas correspondentes à trajectória de secagem, ou seja, placas de pressão e ensaios triaxiais com sucção imposta. Tal significa que a técnica para o estabelecimento de sucções, nos ensaios triaxiais, terá sido adequada, bem como os tempos de realização dos ensaios, o que aumenta a confiança na qualidade dos resultados obtidos.

3.2.6 Modelos numéricos para previsão da Curva de Retenção

3.2.6.1 Algumas equações para ajuste da curva de retenção do solo

A importância do correcto ajuste da curva de retenção do solo é bem revelada pelo elevadíssimo número de artigos existentes nas revistas internacionais sobre o assunto. Frequentemente encontram-se publicações propondo novas equações ou então publicações fazendo uma espécie de estado da arte das equações existentes. Entre as publicações com este último carácter podem-se citar Fredlund & Xing (1994) e Leong & Rahardko (1997). Mesmo na literatura de língua portuguesa diversos trabalhos versam sobre o assunto, sendo certo que esses autores são quase todos brasileiros. As unidades de investigação deste país têm dedicado particular atenção à caracterização e comportamento dos solos não saturados, fruto do seu clima tropical. A este propósito citam-se os trabalhos de Futai (2002), Marinho (2005) e Cardoso Jr. (2006). Este último, mais reduzido, aplica-se a um solo residual do gnaisse e, portanto, com algumas similaridades com o solo residual do granito aqui apresentado.

Apresentam-se neste ponto apenas as equações que se utilizaram para ajustar a curva de retenção do solo residual do granito estudado. Na engenharia geotécnica as curvas de retenção são normalmente apresentadas em função do teor em água, w:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \qquad 3.\ 1$$

onde W_w representa o peso de água e W_s representa o peso da parte sólida. Na engenharia agrícola, que também dedica muito tempo da sua investigação aos fenómenos de solos não saturados, é comum apresentarem-se as curvas de retenção em função do teor em água volumétrico, θ_w, definido por:

$$\theta_w = \frac{V_w}{V} \qquad 3.\ 2$$

em que V_w representa o volume da parte líquida e V o volume total de solo. Esta variável é a mais frequentemente usada pois, a partir dela, define-se o teor em água normalizado, Θ, que pode ser descrito pela expressão:

$$\Theta = \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \qquad 3.\ 3$$

em que θ_r representa o teor em água volumétrico residual e θ_s o teor em água volumétrico para a condição de solo saturado. A Figura 3. 9 apresenta uma curva proposta por Fredlund & Xing (1994) onde consta, esquematicamente, a definição das várias variáveis atrás apresentadas.

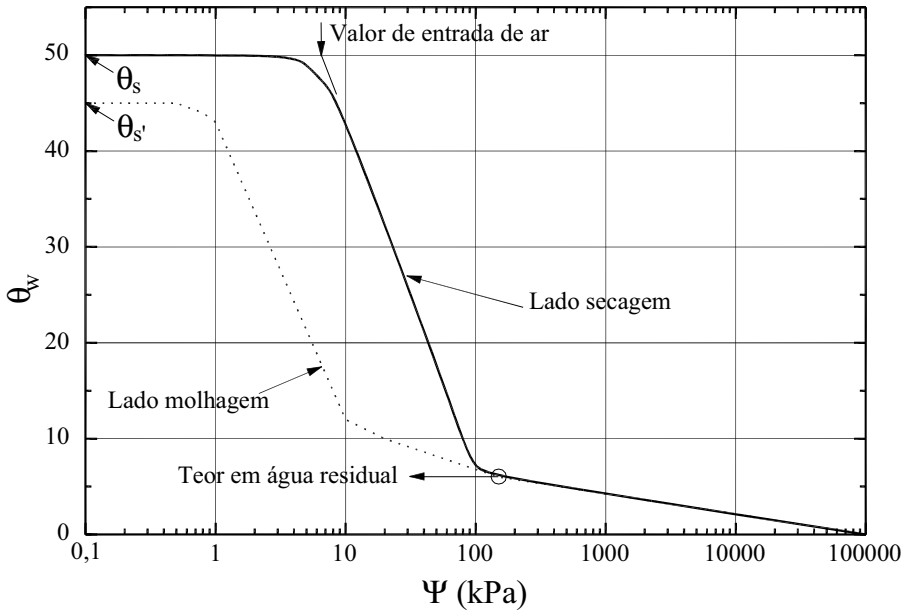


Figura 3. 9 – Curva de retenção típica para um solo siltoso (Fredlund & Xing, 1994)

Mesmo sendo mais comum na engenharia geotécnica o uso do teor em água, as curvas de retenção são normalmente apresentadas recorrendo ao teor em água volumétrico pelo que se seguirá essa notação nos resultados que seguidamente se apresentam. A relação entre estas duas variáveis é no entanto directa:

$$\theta_w = \frac{S \cdot w \cdot G_s}{S + w \cdot G_s} \qquad 3.\ 4$$

em que S representa o grau de saturação do solo e G_s a densidade das partículas sólidas.

As equações para ajustar a Curva de Retenção do solo dependem de um número de variáveis que oscila entre, um mínimo, de 2 e, um máximo, de 4. Como já referido, adoptam-se algumas das expressões mais correntes de forma a tentar ajustar os dados experimentais obtidos e iniciar-se deste modo a constituição de uma base de dados de curvas para os solos residuais do granito do Porto. De entre as equações com apenas 2 variáveis refira-se a proposta por Williams et al. (1983), com o seguinte formato:

$$ln\,\psi = a + b \cdot ln\,\theta_w \qquad 3.\ 5$$

em que ψ representa a sucção e a e b são os parâmetros de ajuste. Esta equação foi proposta a partir do ajuste de dados de um elevado número de solos australianos.

Nas equações com três parâmetros destacam-se as propostas de Gardner (1958) e Brooks & Corey (1964). A equação proposta pelos primeiros autores é a seguinte:

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{a + \left(\frac{\psi}{a}\right)^b} \qquad 3.\ 6$$

em que θ_r, a e b são as variáveis a ajustar. A equação proposta pelos segundos autores é a seguinte:

$$\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \cdot \left(\frac{a}{\psi}\right)^b \qquad 3.\ 7$$

sendo as variáveis a ajustar as mesmas da equação anterior. Estas equações têm a limitação de apenas serem válidas para sucções superiores ao valor de entrada de ar. Para valores de sucção inferiores a este valor, o teor em água volumétrico assume o mesmo valor do teor em água volumétrico correspondente à saturação. Fredlund & Xing (1994), num excelente trabalho em que propuseram várias equações, sugeriram a seguinte expressão com 3 variáveis:

$$\theta_w = \frac{\theta_s}{\left\{ln\left[e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^b\right]\right\}^c} \qquad 3.\ 8$$

em que os parâmetros a ajustar são a, b e c.

As equações com 4 variáveis são as mais usadas devido à sua maior capacidade de ajuste e ao facto de conseguirem aproximar melhor os valores limite, isto é, o comportamento da curva para sucções até à entrada de ar do material e para sucções superiores ao teor em água volumétrico residual. Uma dessas equações é a proposta por Van Genuchten (1980), que assume o seguinte aspecto:

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left(1 + a \cdot \psi^b\right)^c} \qquad 3.\ 9$$

em que θ_r, a, b e c são os parâmetros a ajustar.

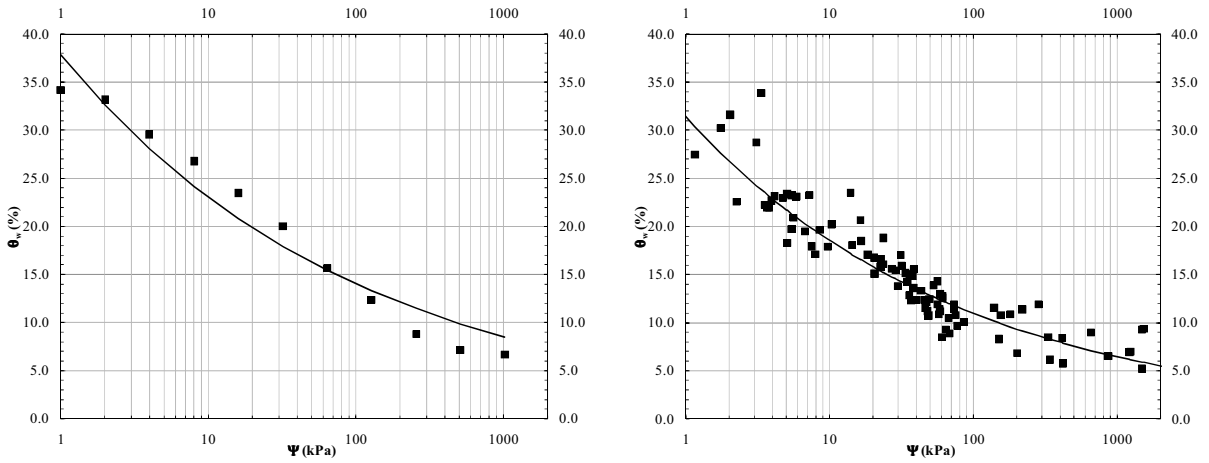
Fredlund & Xing (1994) propuseram também uma equação com 4 parâmetros para ajuste:

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left\{ ln\left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^b \right] \right\}^c} \qquad 3.\ 10$$

em que os parâmetros a ajustar são os mesmos da equação anterior.

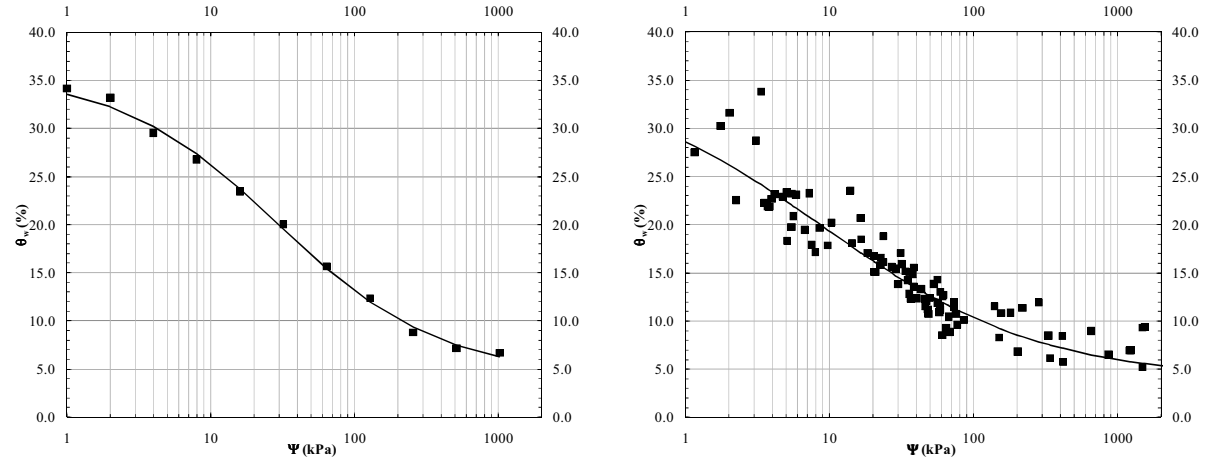
3.2.6.2 Ajuste das equações de previsão da Curva de Retenção aos dados experimentais

As Figuras 3.10 a 3.15 apresentam a aproximação dos dados experimentais às seis equações atrás apresentadas. As figuras a) apresentam o ajuste ao conjunto de dados obtidos através das placas de pressão, correspondendo portanto ao ramos de secagem da curva, ao passo que as figuras b) representam o ajuste aos resultados associados ao uso do papel de filtro e, portanto, o ramo de humedecimento da curva.



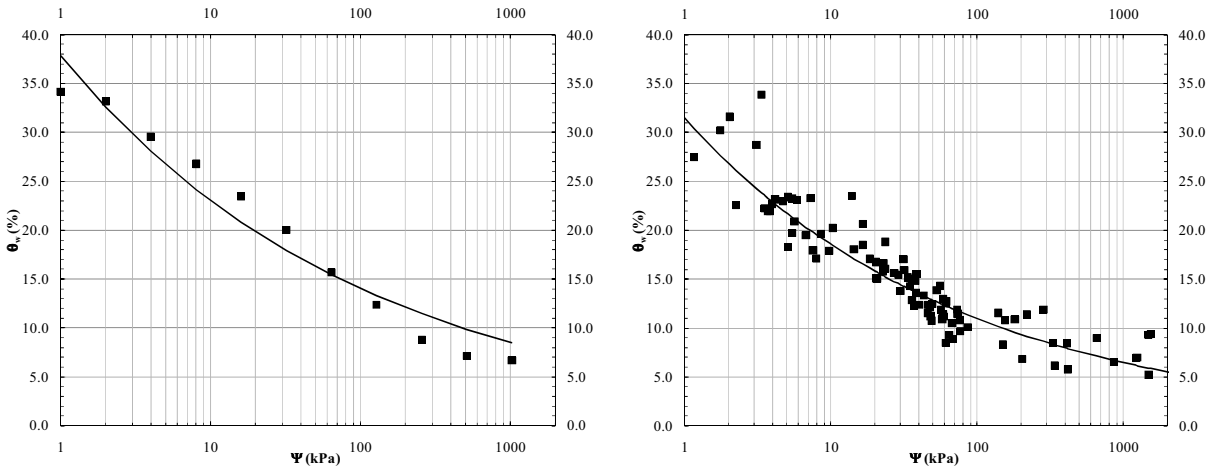
a) b)

Figura 3. 10 – Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Williams et al. (1983): a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro



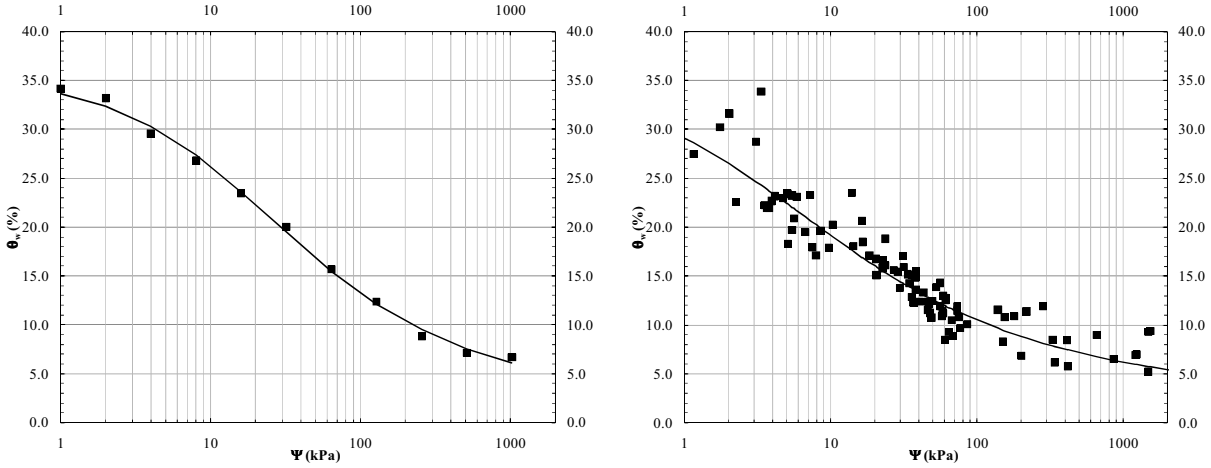
a) b)

Figura 3. 11 - Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Gardner (1958) : a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro



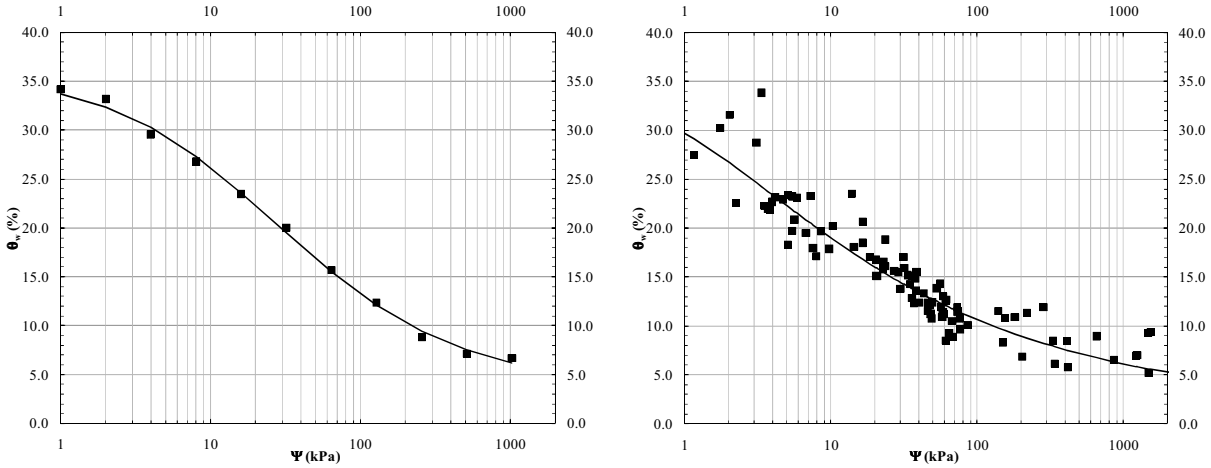
a) b)

Figura 3. 12 – Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Brooks & Corey (1964): a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro



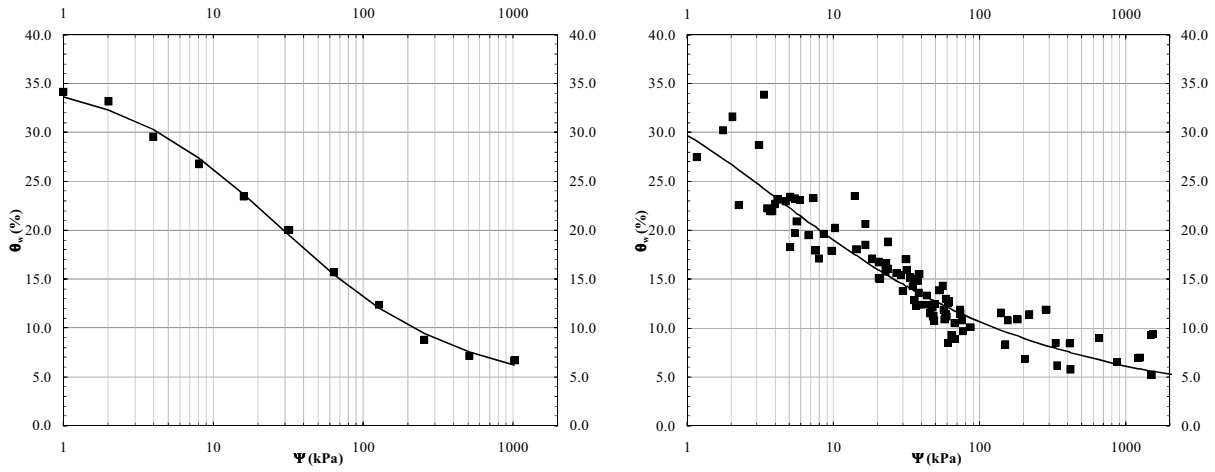
a) b)

Figura 3. 13 – Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Fredkund & Xing (1994) – solução com 3 variáveis: a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro



a) b)

Figura 3. 14 – Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Van Genuchten (1980): a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro



a) b)

Figura 3. 15 a) – Ajuste dos dados experimentais à equação proposta por Fredlund & Xing (1994), solução com 4 variáveis: a) dados das placas de sucção; b) dados papel de filtro

O que se pretende com este ajuste é obter um modelo matemático que traduza o comportamento médio do maciço. Assim sendo, relativamente aos dados das placas de sucção, o que se fez foi ajustar uma curva aos valores médios do teor em água obtidos para os vários níveis de sucção impostos. Já no caso dos dados relativos ao uso do papel de filtro, como cada ponto corresponde a diferentes níveis de sucção, o ajuste fez-se para a globalidade dos pontos obtidos.

As curvas numéricas obtidas evidenciam um ajuste bastante bom aos resultados experimentais, demonstrando uma certa adequação dos métodos utilizados para a determinação da curva de retenção do terreno. O Quadro 3. 2 apresenta, para os resultados associados às placas de sucção, o valor dos parâmetros de melhor ajuste para cada uma das equações propostas bem como o somatório dos erros quadrados associados a esse mesmo ajuste. O Quadro 3. 3 apresenta informação idêntica desta vez tendo por base os resultados associados ao uso do papel de filtro.

Um dos aspectos a realçar da análise dos Quadros 3.2 e 3.3 é que as equações com maior número de variáveis parecem ajustar melhor os dados experimentais. Efectivamente, os menores erros foram conseguidos com as equações de 4 variáveis de ajuste, se bem que sem diferença significativa relativamente às equações com apenas 3 variáveis. Este aspecto resulta, em grande medida, de o melhor teor em água residual ser nulo para alguns dos ajustes nas equações com 4 variáveis, o que torna a equação formalmente idêntica a uma de apenas 3 variáveis que considere, à partida, nulo o valor desta variável. As equações propostas por Williams et al. (1983) e por Brooks & Corey (1964) não conseguem aproximar bem os dados até ao valor de entrada de ar, isto por assumirem uma equação de segundo grau para a curva e logo não conseguirem modelar um segundo ponto de inflexão. As equações propostas por Van Genuchten (1980) e Fredlund & Xing (1994) dão resultados muito semelhantes e, sistematicamente, constituem os melhores ajustes.

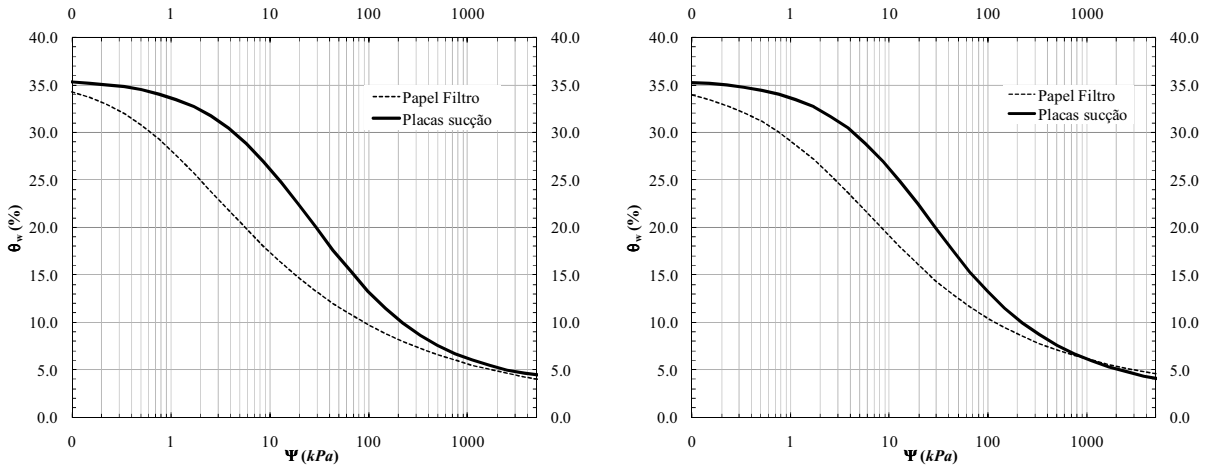
Quadro 3. 2 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção e somatório dos desvios entre os resultados experimentais obtidos através das placas de sucção e previsões

Williams et al. (1983)		**Gardner (1958)**		**Brooks; Corey (1964)**		**Fredlund; Xing 3 var (1994)**		**Van Genuchten (1980)**		**Fredlund; Xing 4 var (1994)**	
a	16,86	a	29,62	a	1,32	a	13,59	a	0,09	a	16,14
b	-4,64	b	0,78	b	0,22	b	0,82	b	0,85	b	0,81
		θ_r	4,0	θ_r	0,0	c	1,36	c	0,69	c	1,58
								θ_r	3,3	θ_r	1,3
$\Sigma\,\Delta^2$	52,8	$\Sigma\,\Delta^2$	3,1	$\Sigma\,\Delta^2$	52,8	$\Sigma\,\Delta^2$	3,2	$\Sigma\,\Delta^2$	3,0	$\Sigma\,\Delta^2$	3,2

Quadro 3. 3 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção e somatório dos desvios entre os resultados experimentais obtidos através do papel de filtro e previsões

Williams et al. (1983)		**Gardner (1958)**		**Brooks; Corey (1964)**		**Fredlund; Xing 3 var (1994)**		**Van Genuchten (1980)**		**Fredlund; Xing 4 var (1994)**	
a	15,06	a	9,01	a	0,58	a	2,65	a	1,20	a	2,65
b	-4,37	b	0,57	b	0,23	b	0,68	b	0,95	b	0,68
		θ_r	4,0	θ_r	0,0	c	1,25	c	0,31	c	1,25
								θ_r	3.3	θ_r	0,0
$\Sigma\,\Delta^2$	441,6	$\Sigma\,\Delta^2$	424,3	$\Sigma\,\Delta^2$	441,6	$\Sigma\,\Delta^2$	412,1	$\Sigma\,\Delta^2$	412,5	$\Sigma\,\Delta^2$	412,1

Dada a melhor qualidade do ajuste, daqui em diante utilizar-se-ão as equações propostas por Van Genuchten (1980) e a solução de 3 variáveis de Fredlund & Xing (1994) para caracterizar os solos residuais estudados. A opção pela solução de 3 variáveis de Fredlund & Xing (1994) resulta do facto de não haver melhorias relevantes associadas à utilização da equação dos mesmos autores com 4 variáveis.



a) b)

Figura 3. 16 a) – Curva de retenção do solo residual estudado usando os parâmetros de ajuste obtidos para a equação de: a) Van Genuchten (1980); b) Fredlund & Xing – solução com 3 variáveis (1994)

Mesmo tendo presente que as amostras utilizadas para a obtenção da curva de retenção com papel de filtro e com as placas de sucção eram distintas, e que os solos residuais do granito são muito heterogéneos, as melhores curvas obtidas reflectem andamentos muito idênticos, o que eleva a confiança nos resultados obtidos. Refira-se ainda que o facto de um dos ensaios ter sido

realizado humedecendo as amostras, papel de filtro, e o outro ter sido executado secando os provetes, placas de sucção, permitiu identificar bem o fenómeno histerético associado aos ciclos de molhagem e secagem. O próprio valor de entrada de ar é mais baixo no ensaio correspondente ao lado da molhagem, bem como o teor em água volumétrico correspondente à saturação. Este comportamento pode-se considerar normal, bastando para tal compará-lo com a curva modelo apresentada na Figura 3. 9, e reforça a confiança nos ajustes obtidos.

3.3 Ensaios de corte directo

3.3.1 Apresentação dos ensaios

A avaliação dos parâmetros resistentes através de ensaios de corte directo é uma técnica clássica, embora com a principal limitação de a superfície de corte ser previamente imposta, de o estado de tensão não ser homogéneo e de haver uma rotação das tensões durante o ensaio. Fenómenos como a fixação das duas metades da caixa e a consideração de um estado plano de deformação podem também ter uma influência significativa na análise e interpretação dos resultados. Estes aspectos foram detalhadamente analisados por Viana da Fonseca (1996), tendo este autor, no âmbito da sua tese de doutoramento, desenvolvido um caixa específica, descrita no mesmo trabalho. O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de corte directo no âmbito do trabalho ora apresentado foi o mesmo que o utilizado por aquele autor, que é o existente no LABGEO.

Todos as amostras foram talhadas a partir de um dos blocos, recolhidos a 6 m de profundidade na estação Salgueiros, em anéis com $100\times100\times30\ mm^3$. O uso destes anéis, de dimensão superior ao habitual, resulta do facto dos solos residuais do granito possuírem frequentemente partículas de cascalho com alguma dimensão. O solo testado tem partículas cuja dimensão máxima se situa entre 4 e 10 *mm*, pelo que é evidente a necessidade de se utilizarem caixas de grandes dimensões. Estes cuidados surgem na sequência das recomendações da norma ASTM – D3098 (1998).

Nos ensaios realizados houve ainda a preocupação de afastar as duas metades da caixa de 5 *mm.* Este cuidado surge da necessidade de garantir que, durante o corte, as partículas de maiores dimensões possam rolar livremente, sem serem cortadas, o que provocaria um incremento de resistência, associado apenas à geometria do ensaio e não às características do próprio material.

Com material do Bloco 4, fez-se um conjunto de 4 ensaios de corte directo para tensões verticais de 50 *kPa,* 100 *kPa,* 200 *kPa* e 300 *kPa,* o que corresponde precisamente às tensões verticais adoptadas nos ensaios triaxiais e que se consideram representativas do material recolhido. Com material recolhido no Bloco 2 fizeram-se ainda dois ensaios de corte directo, para tensões verticais de 100 *kPa* e 200 *kPa,* com o principal objectivo de se determinar o ângulo de atrito a volume constante.

A Figura 3. 17 apresenta dois pormenores da preparação de amostras para o ensaio de corte directo.

a)

b)

Figura 3. 17 – Pormenores do ensaio de corte directo: a) Preparação da amostra; b) amostra colocada dentro da caixa de corte

3.3.2 Interpretação dos resultados

O material sobre o qual se realizaram os ensaios de corte directo possuía boa qualidade pelo que, na primeira passagem, foi bem perceptível o comportamento de pico. Na Figura 3. 18 apresentam-se as curvas deformação horizontal, δ, vs tensão de desvio, τ, para os 4 níveis de tensão testados. Apresenta-se ainda a variação da deformação vertical em função da deformação horizontal bem como a determinação do ângulo de dilatância em cada um dos ensaios.

A representação das tensões correspondente ao pico no plano $\sigma'-\tau$ conduz ao gráfico apresentado na Figura 3. 19. Esta figura fornece para o material analisado, considerando um critério de rotura do tipo *Mohr-Coulomb,* um ângulo de atrito de pico $39{,}5^0$ e uma coesão de pico de cerca de 37 *kPa.* A figura mostra, no entanto, um desajuste muito significativo no ensaio correspondente a uma tensão vertical de 200 *kPa.* Este comportamento anómalo é também verificado pela análise das curvas apresentadas na Figura 3. 18, uma vez que o gráfico associado àquela tensão vertical apresenta um comportamento muito mais esbatido, sem o pico visível nos outros níveis de tensão. A diferença de comportamento é ainda notória na curva associada ao deslocamento vertical, em que a dilatância praticamente não existe. Em face destas observações, procuraram-se os parâmetros resistentes sem se considerar aquele ensaio, tendo-se obtido um ângulo de atrito, ϕ', $40{,}5^0$ e uma coesão, *c'*, de 39,7 *kPa*, ou seja, variações pouco relevantes. Como primeira aproximação, o material estudado tem um ângulo de atrito próximo dos 40^0 e um valor do intercepto coesivo superior a 30 *kPa,* o que se pode considerar bastante relevante para um solo residual.

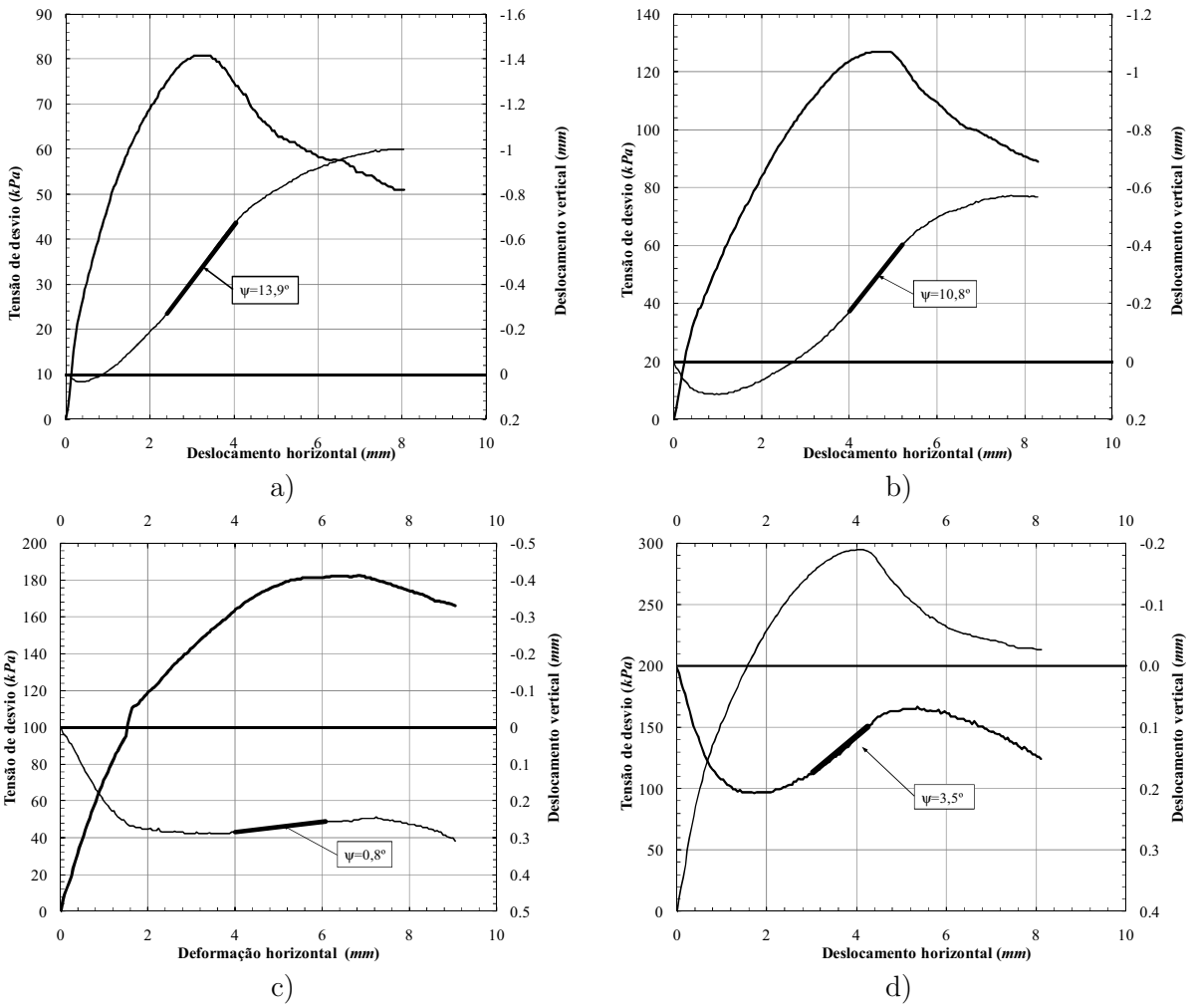


Figura 3. 18 – Resultados do ensaio de corte directo das várias amostras ensaiadas: a)σ_v=50 *kPa*; b)σ_v=100 *kPa*; c)σ_v=200 *kPa*; d)σ_v=300 *kPa*

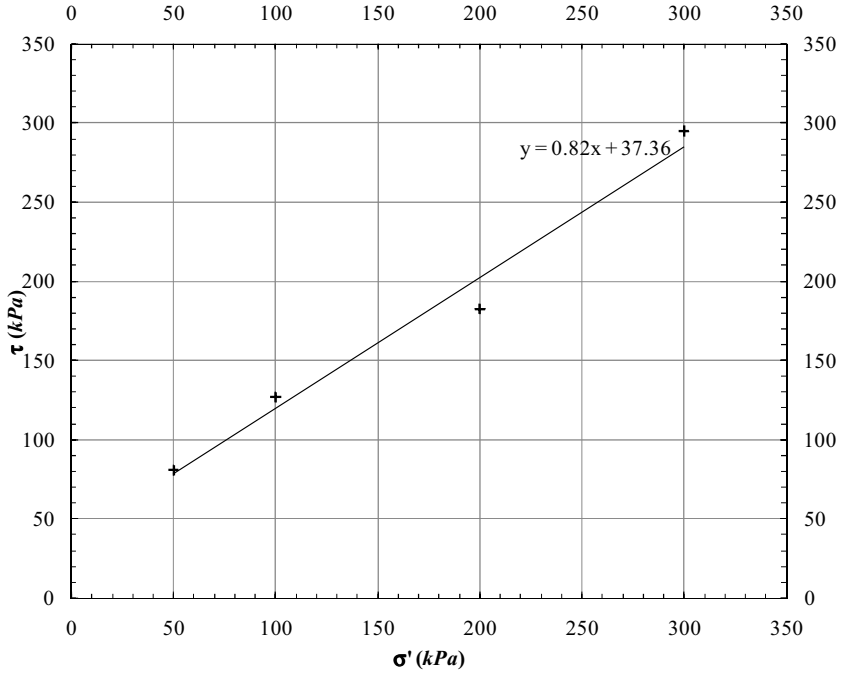


Figura 3. 19 – Tensões de pico para os vários ensaios de corte directo e respectiva envolvente

Com vista à obtenção do ângulo de atrito a volume constante procedeu-se a inversões sucessivas do sentido de corte, tendo-se obtido vários valores da resistência residual para cada um dos níveis de tensão testados. A título exemplificativo, apresenta-se na Figura 3. 20 as curvas deformação horizontal versus tensão de desvio, associadas às várias passagens efectuadas no ensaio com tensão vertical de 50 *kPa.* Da figura não consta a "Passagem 1" por corresponder à curva representativa da resistência de pico.

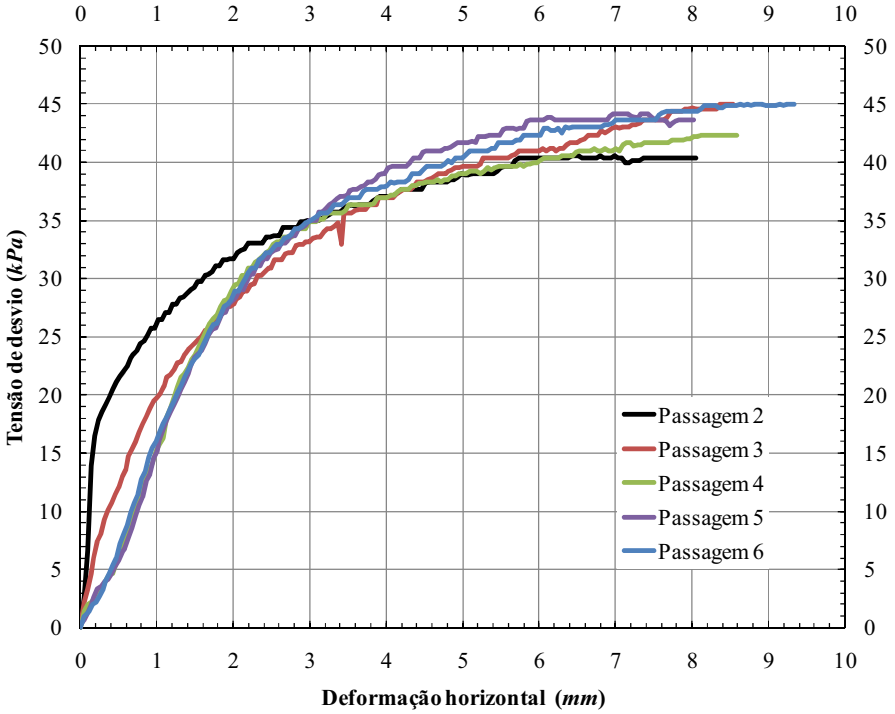


Figura 3. 20 – Curvas deformação horizontal vs tensão de desvio para as várias passagens correspondentes ao ensaio com tensão vertical de 50 *kPa.*

Com material recolhido no Bloco 2, foram ainda realizados ensaios de corte directo com tensões verticais de 100 *kPa* e 200 *kPa.* O Quadro 3. 4 apresenta um resumo das resistências residuais obtidas nas várias passagens, para os 4 ensaios com o Material do Bloco 4 e para os 2 ensaios com material do Bloco 2.

Quadro 3. 4 – Resultados de resistência residual nos vários ensaios de corte directo realizados

Ensaio	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	τ (kPa)	$\tau^{média}$ (kPa)
Bloco 2 - σ_v 100 kPa	75,4	69,8	80,7	67,2			**73,3**
Bloco 2 - σ_v 200 kPa	149,0	137,8	144,5	142,7			**143,5**
Bloco 4 - σ_v 50 kPa	40,5	45,0	42,4	40,2	45,0		**42,6**
Bloco 4 - σ_v 100 kPa	77,2	89,4	82,0	82,5	75,7	84,3	**81,9**
Bloco 4 - σ_v 200 kPa	134,2	137,8	142,1	124,0			**134,5**
Bloco 4 - σ_v 300 kPa	194,6	227,6	200,2	219,2			**210,4**

Com base nos valores médios apresentados no quadro anterior, procedeu-se à sua representação no plano σ'-τ, tendo-se obtido o gráfico apresentado na Figura 3. 21. Aos resultados do Bloco 4 correspondem quadrados, enquanto que o material do Bloco 2 é representado por triângulos.

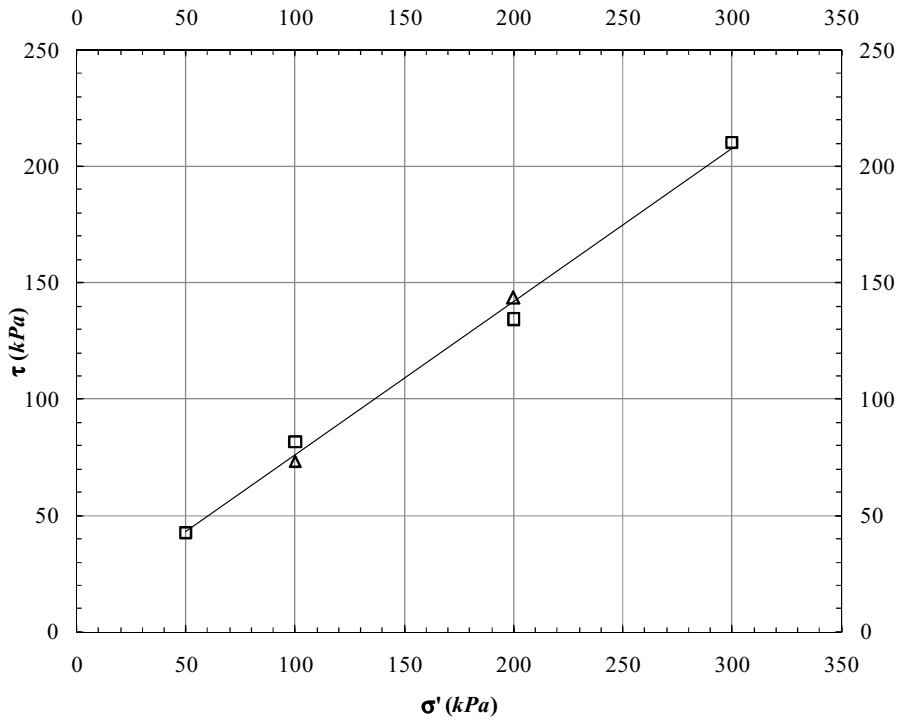


Figura 3. 21 – Ajuste de parâmetros de *Mohr-Coulomb* aos valores de resistência a volume constante obtidos nos vários ensaios de corte directo realizados

O ajuste aos resultados obtidos conduz a um ângulo de atrito residual, ϕ'_{cv}, de $33{,}4^0$ e a uma coesão, c'_{cv}, de aproximadamente 10 *kPa*. Obrigando a aproximação a passar na origem, o que corresponde a um intercepto coesivo nulo, obtém-se um ângulo de atrito ligeiramente superior, de $35{,}3^0$, sendo que esta última aproximação traduz com mais rigor o comportamento a volume constante. Porém, o ensaio de corte directo tende a sobrestimar o valor obtido para o ângulo de atrito, devido ao confinamento produzido pela caixa, num acréscimo da ordem de 5% (Jewell, 1989). Esta constatação foi posteriormente validada para os solos residuais do granito por Viana da Fonseca (1996). Se se assumir como verdadeira esta proposta, um intervalo para ϕ'_{cv} entre 33^0 a 34^0 parece adequado para o solo residual do granito do Porto ensaiado.

Em relação à dilatância refira-se, em primeiro lugar, o comportamento relativamente anómalo evidenciado pelo ensaio com tensão vertical de 200 *kPa*, onde não existiu comportamento de pico e, consequentemente, o ângulo de dilatância obtido foi quase nulo. Já no que diz respeito ao ensaio com tensão vertical de 300 *kPa,* após uma primeira inversão do deslocamento vertical, verifica-se uma nova mudança de sentido, desta vez correspondente a uma diminuição de volume, já para deslocamentos horizontais muito relevantes. Tal comportamento, estranho, deve-se à rotação do topo, motivada pela elevada tensão vertical aplicada, pelo que se considera que os resultados do deslocamento vertical apenas podem ser considerados válidos até esta segunda inversão.

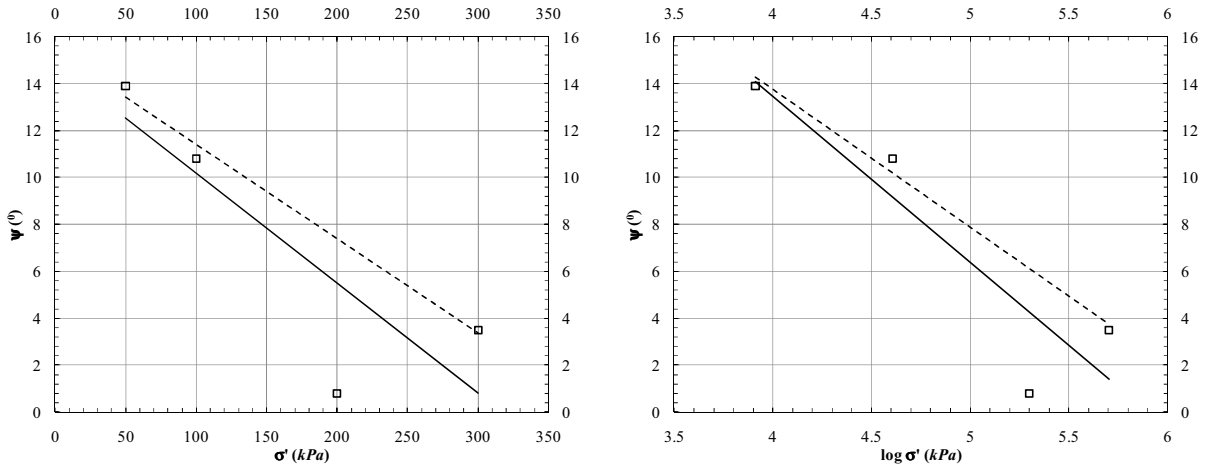
Alguns autores sugerem uma relação directa entre o ângulo de dilatância e o ângulo de atrito a volume constante, como é o caso de Bolton (1986):

$$\phi'_{pico} = \phi'_{crit} + 0{,}8\psi \qquad 3.\ 11$$

Os resultados aqui apresentados mostram, como é comum, a diminuição do ângulo de dilatância com a tensão vertical. Numa primeira tentativa procurou-se o ajuste de uma recta aos pontos definidos pela tensão vertical e pelo respectivo ângulo de dilatância. No entanto, várias referências bibliográficas Bolton (1986) apontam para uma dependência do ângulo de dilatância máximo com o logaritmo da tensão média. Como exemplo, apresenta-se a expressão proposta por este autor para areias:

$$\psi_{máx} = A I_D \ln\left(\frac{p'_{crit}}{p'}\right) \qquad 3.\ 12$$

em que A representa um parâmetro de ajuste, I_D o índice de compacidade da respectiva areia, p'_{crit} a tensão necessária para eliminar a dilatância por esmagamento das partículas e p' a tensão média na rotura. No caso presente, tratando-se de um solo residual do granito em que o conceito de índice de compacidade tem pouca aplicação, procurou-se uma relação em função da tensão vertical do ensaio e do ângulo de dilatância obtido. Apresenta-se na Figura 3. 22 a representação da variação do ângulo de dilatância máximo em função da tensão efectiva vertical do ensaio, numa escala linear e numa escala logarítmica. Tendo presente a resultado anormal associado à tensão vertical de 200 *kPa*, em cada figura apresentam-se dois ajustes: a traço contínuo considerando todos os pontos; a traço interrompido o ajuste excluindo o ponto associado à tensão vertical de 200 *kPa.*



a) b)

Figura 3. 22 – Variação do ângulo de dilatância em função da tensão vertical a que foi realizado o ensaio de corte directo: a) escala linear; b) escala logarítmica

Dada o número reduzido de resultados experimentais, não é evidente a melhoria do ajuste ao se considerar a escala logarítmica. O declive dos ajustes obtidos é de -0,047, considerando uma escala linear e de -7,1, considerando uma escala logarítmica, isto considerando os ensaios correspondentes aos 4 níveis de tensão. Não entrando em consideração com o ensaio correspondente a uma tensão vertical de 200 *kPa,* o declive dos ajustes é de -0,040, considerando uma escala linear e de -5,9, considerando uma escala logarítmica . Tomando como boas estas aproximações, a expressão 3. 11 apenas seria válida para tensões da ordem de 130 *kPa,* considerando a escala linear, e 105 *kPa*, considerando a representação em escala logarítmica, na hipótese de se considerarem todos os pontos. Caso se despreze o ensaio

associado à tensão vertical de 200 *kPa*, a expressão 3. 11 apenas seria válida para tensões da ordem de 165 *kPa,* considerando a escala linear, e 125 *kPa,* considerando a escala logarítmica.

3.4 Ensaios triaxiais clássicos

3.4.1 Nota introdutória

Como já referido nos capítulos iniciais, foram os ensaios triaxiais em condições não saturadas os que mereceram maior atenção no âmbito desta dissertação. No entanto, numa fase inicial, realizou-se uma série de ensaios triaxiais clássicos com o principal objectivo de obter um primeiro conjunto de parâmetros resistentes e de deformabilidade para o material ensaiado, por um lado, e permitir a comparação com a trajectória não clássica escolhida, por outro lado.

Os provetes utilizados nos ensaios triaxiais clássicos foram todos recolhidos do Bloco 1, sendo que, por casualidade, este foi um bloco com elevado número de diáclases "relíquia", possuindo quase todos os provetes ensaiados evidências das fracturas na rocha mãe. Essas diáclases são bem perceptíveis no resultado final de alguns ensaios, apresentando-se na Figura 3. 23 evidências da sua importância. A Figura 3. 23 a) apresenta um provete onde a rotura se deu por uma dessas diáclases relíquia e a Figura 3. 23 b) uma imagem de um dos provetes onde um plano de falha é claramente visível, ainda na amostra intacta.

Figura 3. 23 – Fotografias com evidência das diáclases relíquia no material ensaiado: a) após ensaio; b) provete "intacto"

Os ensaios foram realizados para 3 níveis de tensões efectivas verticais, a saber: 50 *kPa,* 100 *kPa* e 200 *kPa,* valores que se consideraram os mais adequados de modo a não desestruturar significativamente as amostras já na operação de confinamento do provete.

Recorde-se que os vários blocos foram recolhidos a uma profundidade de cerca de 6,0 *m*, em condições não saturadas, correspondendo pois a uma tensão total vertical de cerca de 120 *kPa.* Todos os ensaios foram realizados impondo um coeficiente de impulso em repouso, K_0, de 0,6 por se considerar o valor mais representativo dos materiais estudados, como detalhadamente se discutirá no quarto capítulo desta dissertação.

3.4.2 Apresentação dos resultados

É habitual na Mecânica dos Solos, devido à sua comodidade, a representação do estado de tensão por um único ponto, onde a abcissa corresponde à tensão normal média e a ordenada à tensão de corte máxima, de acordo com as expressões 3. 13 e 3. 14:

$$s' = \frac{\sigma_v' + \sigma_h'}{2} \qquad 3.\ 13$$

$$t = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \qquad 3.\ 14$$

Apresenta-se na Figura 3. 24 os valores correspondentes à resistência de pico no plano *s'-t*, para os 3 ensaios triaxiais clássicos realizados.

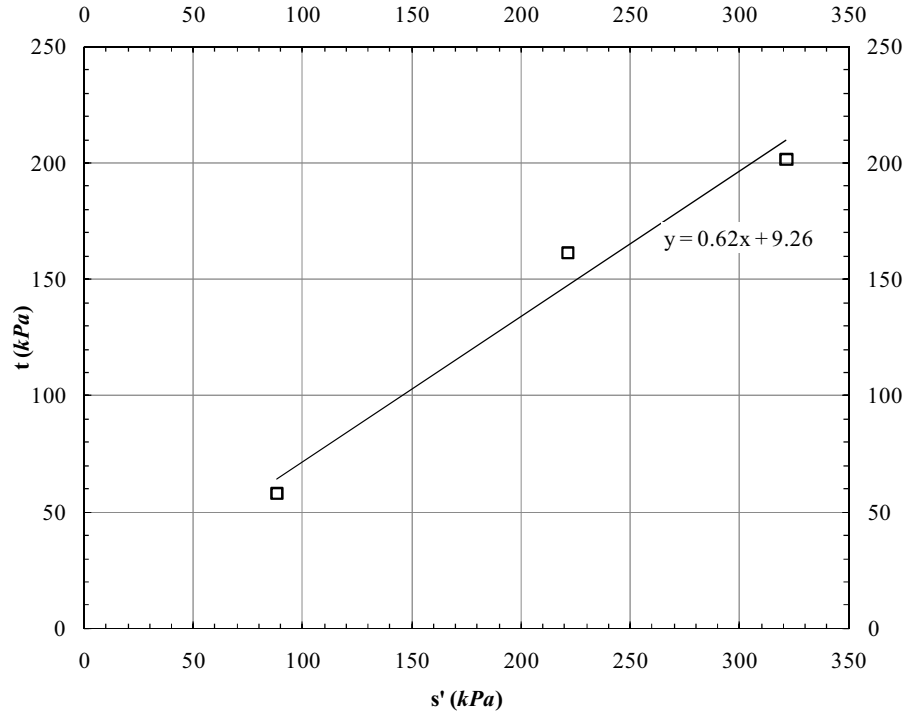


Figura 3. 24 – Representação dos valores correspondentes à resistência de pico dos ensaios triaxiais clássicos no plano *s'-t*

A recta de regressão linear que melhor aproxima os 3 resultados experimentais conduz a um ângulo de atrito, ϕ', de $38{,}6^0$ e a uma coesão, *c'*, de 11,8 *kPa.* Em face dos valores apresentados para o ensaio de corte directo estes valores parecem um pouco baixos. Contudo, uma observação atenta dos provetes após a rotura, permite verificar que, em pelo menos dois destes ensaios, os correspondentes às menor e maior tensões verticais, a rotura se deu por uma diáclase relíquia, podendo-se induzir que os parâmetros obtidos corresponderão a um limite

inferior dos parâmetros resistentes. Este aspecto é bem notório na Figura 3. 23a) e na Figura 3. 25, em que se apresenta a curva extensão axial *versus* tensão de desvio para o ensaio com tensão vertical inicial de 50 *kPa*, onde se verifica uma rotura súbita, ou seja, atingido um determinado valor da tensão de desvio, o provete separa-se em duas metades através do plano de falha do material inicial, sendo que o comportamento pós-pico se traduz no deslizamento puramente atrítico entre estas duas metades.

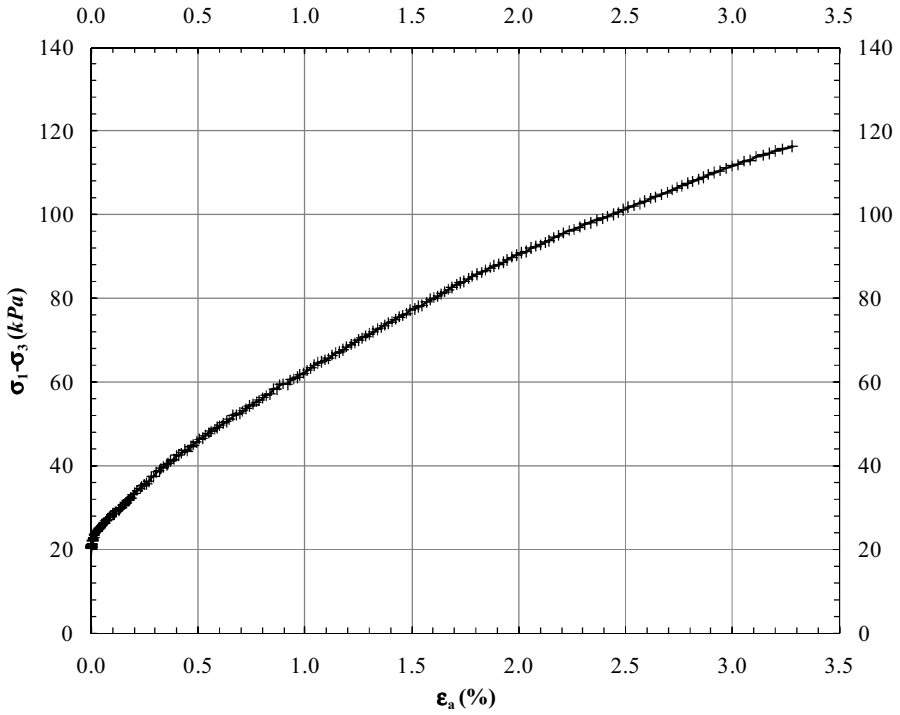


Figura 3. 25 – Curva extensão axial vs tensão de desvio para o ensaio triaxial clássico com tensão vertical de 50 *kPa*

Este aspecto do comportamento frágil do material possui ainda uma nuance adicional no ensaio com maior tensão vertical (200 *kPa*). Após um primeiro deslize entre duas partes do provete, foi ainda possível aumentar a tensão de desvio, tendo-se, a partir deste instante, registado deformação apenas no transdutor de deslocamento externo. A Figura 3. 26 ilustra precisamente essa ocorrência.

Neste último ensaio, para extensões entre os 0,6% e os 1,8%, houve um problema com o registo dos dados. Refira-se ainda que, na obtenção de parâmetros resistentes apresentada na Figura 3. 24, se considerou a rotura associada ao primeiro movimento registado pela instrumentação local (correspondente a uma tensão de desvio de cerca de 400 *kPa*). Se se tomasse o valor mais alto da resistência, cerca de 560 *kPa* de tensão de desvio, o valor do ângulo de atrito crescia para $44{,}9^0$ e a inerente coesão assumiria um valor nulo. Esta análise permite assim admitir uma gama de variação do ângulo de atrito do material em condições saturadas, ou seja entre aproximadamente 38^0 e 45^0.

Em face do comportamento observado, revela-se não ser possível, para este conjunto de ensaios, determinar o ângulo de atrito a volume constante nem o ângulo de dilatância do material ensaiado.

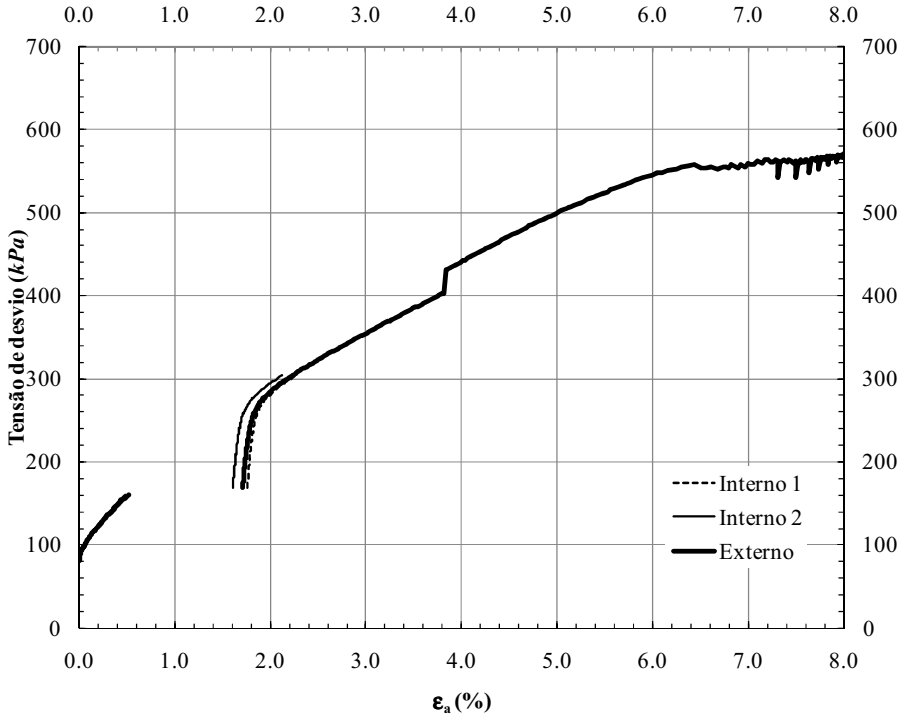


Figura 3. 26 – Curva extensão axial vs tensão de desvio para o ensaio triaxial clássico com tensão efectiva vertical de 200 *kPa*

3.4.3 Parâmetros de deformabilidade

Embora o comportamento em termos resistentes tenha sido comandado pelo comportamento das diáclases relíquia, a resposta até à rotura, frágil, apresentou um andamento que se pode considerar normal, sendo possível derivar parâmetros de deformabilidade que se podem considerar representativos do material ensaiado. Naturalmente que esses parâmetros são de alguma forma influenciados pela presença das diáclases relíquia, pelo que, em hipótese, a comparação com resultados de outros ensaios pode ser um processo de avaliar a sua influência para níveis de deformação aquém da rotura.

Refira-se ainda que, nestes ensaios triaxiais clássicos, se instalou, localmente no provete, um conjunto de dois LDT's (Viana da Fonseca, 1996), o que permite aumentar a qualidade dos resultados obtidos e a confiança nos parâmetros de deformabilidade derivados. Apresenta-se na Figura 3. 27 um pormenor da instrumentação local utilizada para medição das extensões verticais directamente no provete.

Para cada um dos ensaios realizados, determinou-se o módulo de deformabilidade secante para vários valores de deformação, obtendo-se o gráfico representado na Figura 3. 28.

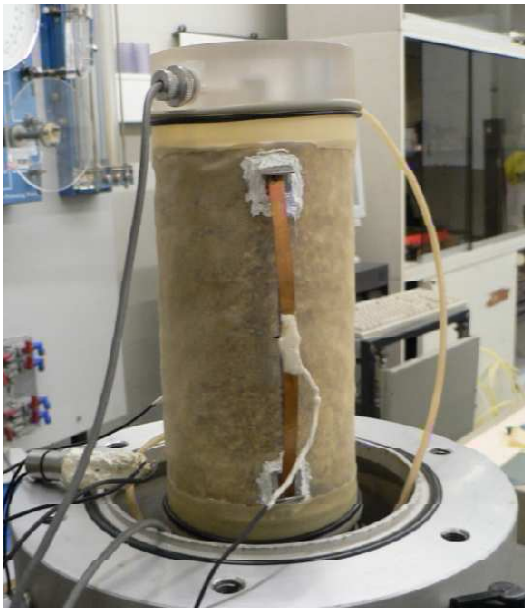


Figura 3. 27 – Pormenor dos LDT's para medição local da deformação nos ensaios triaxiais clássicos

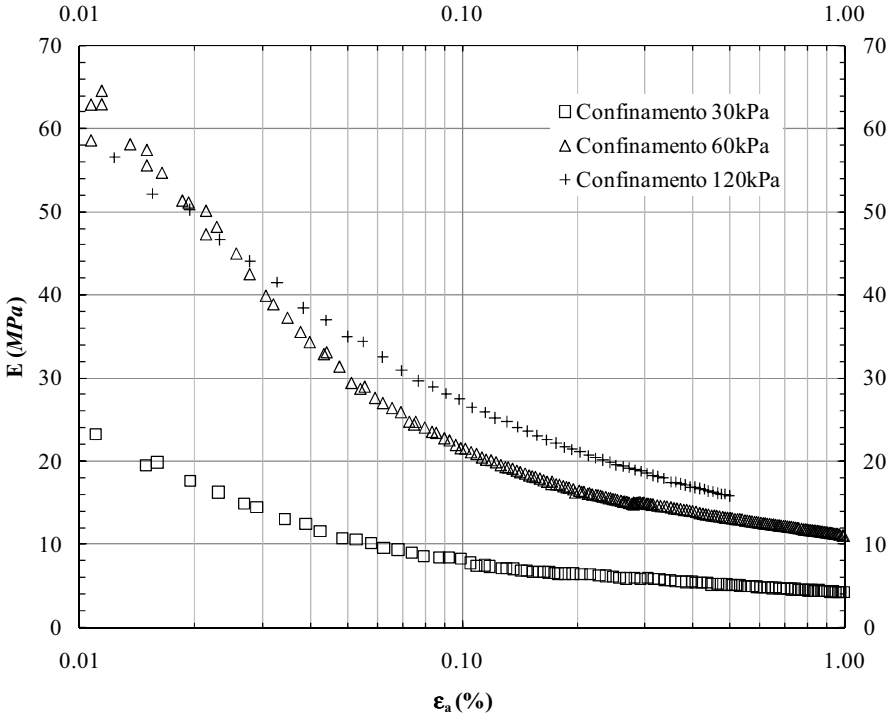


Figura 3. 28 – Variação do módulo de deformabilidade nos ensaios triaxiais clássicos com o nível de deformação

O gráfico mostra um natural aumento do módulo de deformabilidade, *E*, com o aumento da tensão de confinamento se bem que, para os dois ensaios com maior tensão de confinamento, haja uma inversão desta ordem para níveis de deformação baixos, até cerca de 0,03%. Este efeito resulta, com certeza, da qualidade dos provetes, uma vez que os solos apresentam uma heterogeneidade local muito acentuada.

No gráfico optou-se por não se representar valores de E para deformações inferiores a 0,01% uma vez que tais gamas de deformação estão muito próximas da precisão dos próprios instrumentos e sistemas de aquisição utilizados, pelo que os resultados são pouco representativos. Note-se que, mesmo tomando para origem no eixo das abcissas deformações de 0,01%, próximo destas extensões os valores de E sofrem alguma oscilação, em consequência da precisão dos próprios instrumentos de medida. No outro extremo não se consideram deformações superiores a 1%, uma vez que, a partir deste ponto, já a variação do módulo de deformabilidade secante é reduzida.

A caracterização laboratorial aqui desenvolvida, além de permitir um aumento do conhecimento no campo da caracterização dos solos residuais do granito do Porto, tinha como objectivo último a definição de parâmetros de projecto para a rectroanálise da estação Salgueiros. Tomando como deformações de referência os valores de 0,01%, 0,1%, 0,5% e 1% e definiram-se os módulos de deformabilidade em cada um dos ensaios. Os valores obtidos para os 3 ensaios triaxiais analisados neste ponto são resumidos no Quadro 3. 5.

Quadro 3. 5 – Variação do módulo de deformabilidade para vários níveis de deformação – Ensaios triaxiais clássicos

σ'_{v0} *(kPa)*	σ'_{h0} *(kPa)*	$E_{0,01}$ *(MPa)*	$E_{0,1}$ *(MPa)*	$E_{0,5}$ *(MPa)*	E_1 *(MPa)*
50,0	30,0	25,3	8,3	5,2	4.2
100,0	60,0	65,1	21,5	13,1	11.6
200,0	120,0	58,4	27,4	15,8	15.8
	k	620,1	263,3	154,2	149,3
	n	0,60	0,87	0,81	0,96

Como é sabido a rigidez do solo depende da tensão efectiva de confinamento, sendo corrente exprimir-se essa dependência através da expressão de Janbu (1963):

$$E = k \quad p_a \quad \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n \qquad 3.\ 15$$

em que E representa o módulo de deformabilidade do terreno, σ'_3 é a tensão efectiva de confinamento, p_a a pressão atmosférica, vulgarmente 101,3 kPa, e k e n são factores adimensionais. A procura destes parâmetros é normalmente feita através de um mudança de variável, em que se considera no eixo das abcissas o $log\ \sigma'_3/p_a$ e, no eixo das ordenadas, o $log\ E/p_a$. No Quadro 3. 5 apresentam-se também os parâmetros k e n que melhor ajustam os módulos de deformabilidade para cada um dos níveis de deformação considerados.

A observação dos valores de k e n mostra uma clara tendência para a diminuição do primeiro e um ligeiro aumento do segundo, à medida que vão crescendo os níveis de deformação considerados, o que é expectável em solos com estrutura relicar sensível e evolutiva e que vem sendo observado e analisado noutros trabalhos (Viana da Fonseca, 1996; Vieira de Sousa, 2002; Ferreira, 2009).

3.5 Ensaios triaxiais com aumento da tensão lateral

3.5.1 Descrição dos ensaios e objectivo

Os poços elípticos escavados pelo Método de Escavação Sequencial podem, na zona adjacente ao seu eixo maior, possuir trajectórias divergentes, isto é, em que a dimensão deste eixo aumenta com o progresso da escavação. Este comportamento traduz-se, simplificadamente, numa trajectória em que há aumento da tensão horizontal sem significativa variação da tensão vertical.

De forma a avaliar, fundamentalmente, a rigidez nesta trajectória de tensões, realizaram-se dois ensaios com tensões verticais de 50 *kPa* e 100 *kPa,* sempre admitindo um coeficiente de impulso em repouso de 0,6, em condições saturadas. A razão para se terem realizado apenas dois ensaios prendeu-se com o facto de não existirem mais provetes de boa qualidade e pela dificuldade em levar o provete a valores próximo da rotura com tensões verticais mais elevadas, devido à limitação de pressões nas câmaras triaxiais. Refira-se aliás que mesmo no ensaio com tensão vertical 100 *kPa* já não foi possível atingir a rotura, pelo que, destes ensaios, apenas se conseguiu retirar informação relativa à rigidez.

3.5.2 Parâmetros de deformabilidade

A Figura 3. 29 apresenta as curvas tensão *versus* deformação para os dois ensaios triaxiais realizados com trajectórias de extensão por aumento da tensão horizontal.

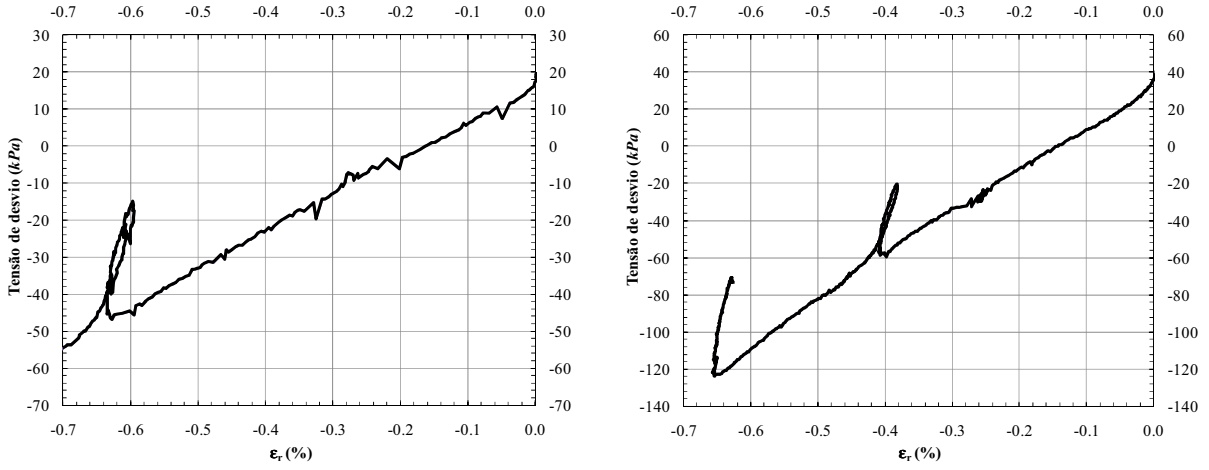


Figura 3. 29 – Curvas tensão deformação para os ensaios triaxiais de extensão por aumento da tensão horizontal: a) σ_v - 50 *kPa*; b) σ_v - 100 *kPa*

As duas curvas apresentam um andamento muito rectilíneo sem uma significativa perda de rigidez, pelo menos até aos níveis de deformação apresentados. Há no entanto, para muito baixas deformações, até 0,01%, uma significativa perda de rigidez, comportamento aliás comum nos solos residuais do granito do Porto.

Tal como se procedeu para os ensaios triaxiais clássicos, elaborou-se um gráfico da variação do módulo de deformabilidade em função da deformação, neste caso, radial. Refira-se que neste caso a imposição de uma tensão vertical constante e a variação da tensão radial faz com que o módulo de deformabilidade seja também função do coeficiente de *Poisson* do material. O

Anexo 1 apresenta a dedução das expressões de E e ν para o caso de um carregamento triaxial, dos quais este é um caso particular.

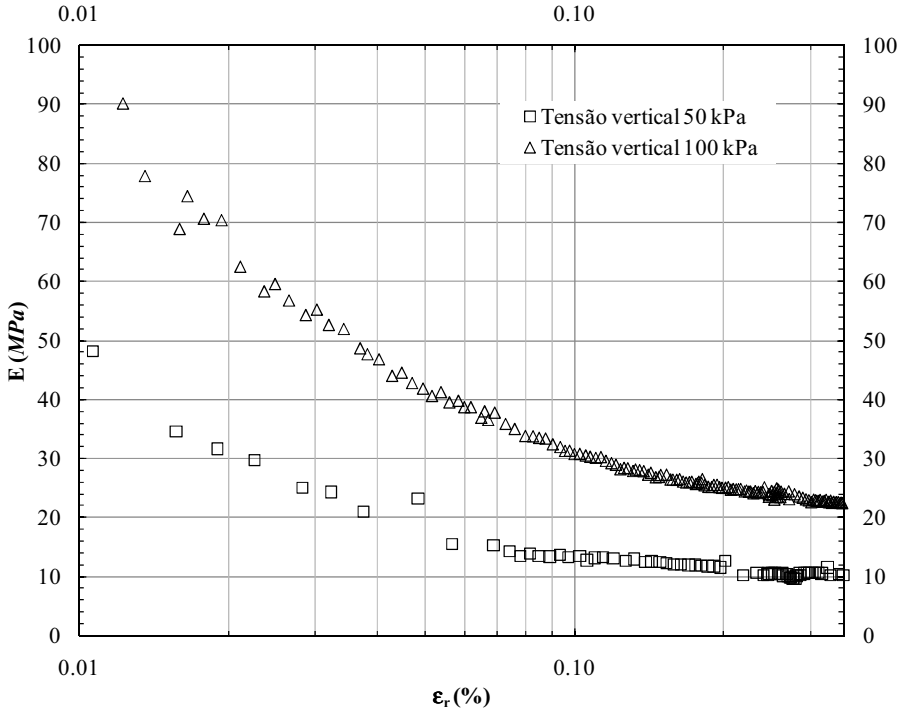


Figura 3. 30 – Variação do módulo de deformabilidade do provete com o nível de deformação para os ensaios triaxiais de extensão por aumento da tensão de confinamento

O Quadro 3. 6 apresenta, para os dois ensaios triaxiais com trajectórias de extensão, o valor do módulo de deformabilidade para extensões radiais de 0,01%, 0,1%, 0,5% e 1%. Do quadro constam ainda os parâmetros k e n que ajustam a expressão de *Janbu* aos resultados. Para estes resultados tomou-se, para tensão de confinamento na expressão de *Janbu,* a vertical, uma vez que é esta a única tensão que se mantém constaste durante o ensaio.

Quadro 3. 6 – Variação do módulo de deformabilidade para vários níveis de deformação

σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	$E_{0,01}$ (MPa)	$E_{0,1}$ (MPa)	$E_{0,5}$ (MPa)	E_1 (MPa)
50,0	30,0	47,9	13,3	10,0	5.9
100,0	60,0	115,0	31,3	22,3	
	k	1154,3	314,0	223,7	
	n	1,26	1,24	1,15	

Os resultados mostram uma evolução normal dos parâmetros de rigidez mas apresentam, relativamente aos ensaios triaxiais clássicos, um aumento da rigidez que se traduz em módulos de deformabilidade 1,5 a 2 vezes superiores para os mesmos níveis de tensão e deformação. Este é um claro exemplo de que os materiais estudados são anisotrópicos, sendo a consideração de diferentes módulos de deformabilidade para diferentes trajectórias de tensões uma aproximação simplificada do comportamento dos materiais. Em qualquer dos casos, este assunto será discutido após a apresentação de todos os ensaios, comparando-se os valores da rigidez para as várias trajectórias de tensão e para as várias tensões de confinamento.

Nos ensaios triaxiais em que se variam as tensões de confinamento a determinação do módulo de deformabilidade depende do coeficiente de *Poisson* do material, pelo que é necessário que na realização do ensaio haja confiança na medição das deformações radiais e axiais. A Figura 3. 31 apresenta a variação do coeficiente de *Poisson* em função do nível de deformação, para os dois ensaios realizados.

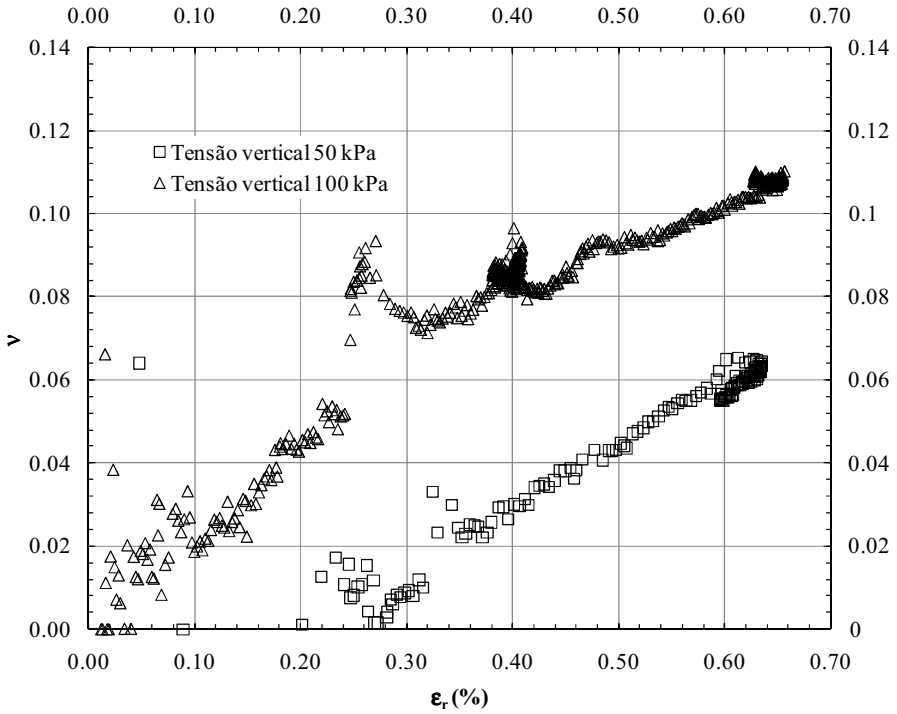


Figura 3. 31 – Variação do Coeficiente de *Poisson* ao longo dos ensaios triaxiais de extensão por aumento da tensão lateral

Neste tipo de carregamentos os coeficientes de *Poisson* são bastante baixos, atingindo valores máximos da ordem dos 0,15, e já para níveis de deformação consideráveis (níveis de deformação não apresentados na Figura 3. 31). Para os mais baixos níveis de deformação os valores são muito baixos, sendo no início do ensaio muito próximos de 0. Esta informação é relevante uma vez que estes valores estão abaixo da gama de coeficientes habitualmente usados para os solos residuais.

3.6 Desenvolvimento de um equipamento para a realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas

3.6.1 Nota Introdutória

O estudo do comportamento não saturado dos solos abriu novos horizontes para o desenvolvimento da geotecnia. No caso das escavações objecto de estudo no âmbito desta dissertação, a importância da consideração do comportamento não saturado dos solos é quase óbvia, na medida em que um rebaixamento prévio do nível freático criou uma condição de saturação parcial ao longo de uma altura superior a duas dezenas de metros.

A realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas tem sido objecto de muitos trabalhos, sendo de referir Ng et al. (2002), Romero (2005), Jotisankasa et al. (2007), Ng &

Menzies (2007). No *LABGEO* não existiam meios que permitissem a caracterização mecânica, isto é, em termos resistentes e de deformabilidade, em condições não saturadas, pelo que se avançou com o desenvolvimento de um equipamento que possibilitasse tal objectivo. Tirando-se partido das sinergias de conhecimento existentes na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, procurou-se implementar um sistema em que, recorrendo a componentes comerciais para a câmara triaxial propriamente dita, a montagem, o desenvolvimento do controlo e a programação fossem desenvolvidas no interior do Laboratório de Geotecnia da FEUP. Tal opção potenciava a liberdade nas opções de controlo, aumentava o *know how* do laboratório de Geotecnia e permitia a obtenção de um equipamento em condições económicas muito mais vantajosas. Estabeleceu-se então um protocolo com o Mestrado em Automação, Instrumentação e Controlo, da FEUP, para que uma das dissertações da referida pós-graduação fosse realizada em interacção com o LABGEO e se desenvolvesse o equipamento necessário (Costa, 2008).

3.6.2 Esquema Geral do Equipamento

As características do equipamento desenvolvido foram já sumariamente apresentadas em Costa (2008) e Topa Gomes et al. (2008), procurando-se aqui, além da descrição do equipamento propriamente dito, detalhar alguns aspectos resultantes da aprendizagem natural associada a um processo de desenvolvimento, e que podem constituir informação útil para posteriores desenvolvimentos.

O equipamento é constituído por uma câmara triaxial, de parede dupla, e um conjunto de motores passo a passo (MPP) que garantem o controlo das diversas variáveis: pressão na câmara; força no topo; pressão neutra e pressão de ar. Há ainda uma unidade de aquisição de dados (*Datascan),* que permite a aquisição simultânea de um máximo de 16 canais e a unidade de controlo, formada por um computador onde se instalou todo o software.

A Figura 3. 32 apresenta um esquema geral do modo de funcionamento do equipamento (mais pormenor em Costa, 2008), com referência aos seus elementos principais.

Toda a aquisição de dados é feita de forma automática, usando-se uma caixa de aquisição multicanal. As ordens aos motores passo a passo são também introduzidas de forma automática através do programa de controlo, sendo no entanto possível um controlo manual que permite avançar e recuar. Esta possibilidade é apenas utilizada no início do ensaio, para colocar os motores na posição desejada, ou no final, para permitir uma mais rápida desmontagem do ensaio.

O programa de controlo é desenvolvido em ambiente *LabView*, uma linguagem desenvolvida pela *Texas Instruments, Inc.* com grandes potencialidades no controlo de elementos mecânicos externos e na aquisição de dados.

Nos pontos que se seguem apresentam-se as componentes principais do equipamento e as suas características mais importantes.

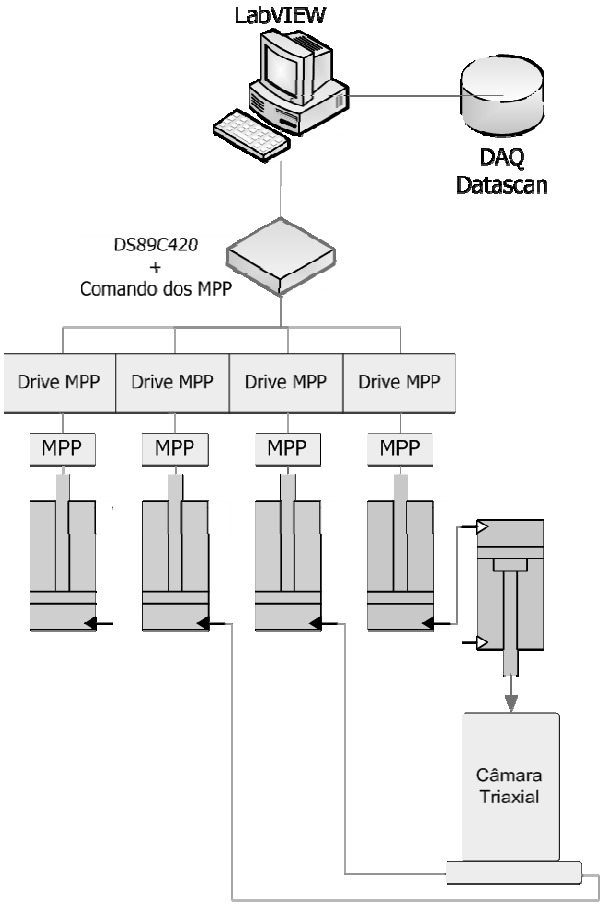


Figura 3. 32 – Esquema geral de funcionamento do equipamento para a realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas (Costa, 2008)

3.6.3 Câmara Triaxial

O equipamento foi desenvolvido em torno de uma câmara triaxial comercializada pela *Wykeham Farrance* – Ref. WF 17420 (Farrance), para solos não saturados. Trata-se de uma câmara com parede dupla, que permite ensaiar amostras com diâmetro até 100 *mm*, possibilitando ainda a instalação confortável de transdutores no provete, para medição local das deformações.

A Figura 3. 33 apresenta uma fotografia geral da câmara utilizada e a Figura 3. 34 apresenta um pormenor da base, com a pedra porosa de alta entrada de ar.

A parede dupla da câmara tem como finalidade garantir que o compartimento interior, em contacto directo com o provete e relativamente ao qual se controla a variação de volume, não sofra variação volumétrica como resultado exclusivamente das pressões actuantes, uma vez que é aplicada uma pressão idêntica pelo interior e exterior da sua parede.

A pedra porosa da base possibilita a realização dos ensaios em condições não saturadas ao impedir a passagem de ar até ao seu valor de entrada de ar, se adequadamente saturada, possibilitando no entanto a circulação de água. Com uma pedra porosa deste tipo podem-se aplicar pressões de água na base substancialmente inferiores às pressões de ar no interior do

provete, evitando-se o fenómeno de cavitação, seguindo-se assim o princípio da técnica de translação de eixos inicialmente apresentado por Hilf (1956).

Figura 3. 33 – Aspecto da câmara triaxial usada para a montagem do equipamento

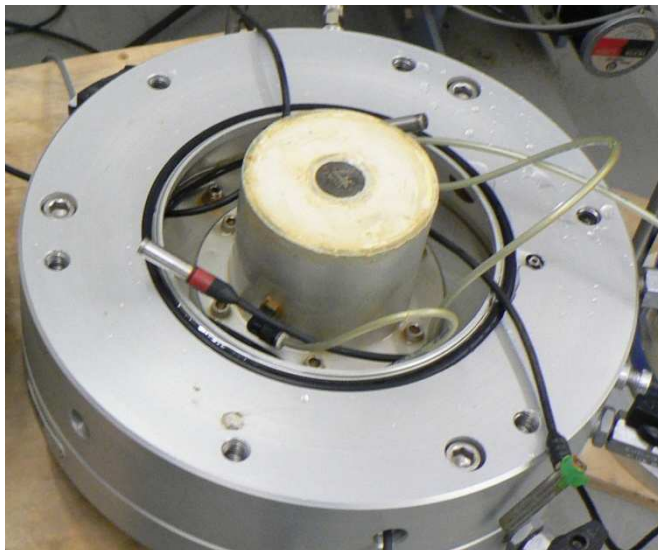


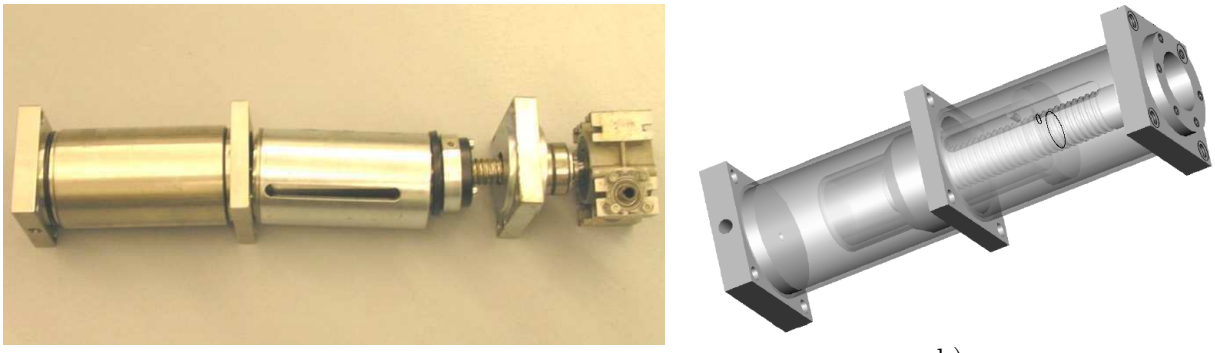
Figura 3. 34 – Pormenor da pedra porosa de alta entrada de ar (300 *kPa*) montada na base do equipamento desenvolvido

Nos ensaios realizados no âmbito desta tese utilizou-se uma pedra porosa cujo valor de entrada de ar era de 300 *kPa*. O primeiro objectivo na concepção deste equipamento era a caracterização em condições não saturadas de solos residuais do granito do Porto, uma vez que frequentemente se efectua o rebaixamento do nível freático para a materialização de escavações em ambiente urbano. No entanto, como não é comum o rebaixamento do nível freático além dos 25,0 *m,* as sucções máximas espectáveis no terreno serão da ordem dos 250 *kPa,* pelo que o valor de entrada de ar na pedra porosa de 300 *kPa* pareceu adequado. Refira-se no entanto que, em qualquer momento, se pode substituir esta pedra porosa, de forma a satisfazer necessidades específicas de outras campanhas de ensaios.

3.6.4 Actuadores

A imposição das diversas pressões/tensões na amostra é conseguida à custa de actuadores constituídos por um êmbolo, um cilindro e um fuso, comandados por um motor passo-a-passo (MPP). Utilizaram-se actuadores de duas dimensões distintas uma vez que as variações de volume na câmara, superiores, obrigavam a actuadores com maior capacidade volumétrica. Assim, o actuador que controla as pressões neutras possui um diâmetro de 96 *mm* e curso de 145 *mm*, ao passo que o actuador que controla as pressões na câmara possui um curso de 460 *mm* e diâmetro idêntico ao anterior. Acoplado mecanicamente ao fuso encontra-se um MPP que, por cada impulso, gera uma rotação que pressuriza a água no interior do actuador.

A Figura 3. 35 apresenta um desenho esquemático e uma fotografia dos actuadores adoptados.



a) b)

Figura 3. 35 – Esquema dos actuadores utilizados para controlo das pressões na câmara interior e exterior e das pressões no interior do provete: a) Fotografia; b) Desenho esquemático

Durante a fase de testes dos diversos componentes avaliou-se a pressão máxima passível de ser aplicada com este tipo de actuadores, tendo-se verificado que o valor limite era de 1450 *kPa*. Acima deste valor o motor perdia o seu sincronismo, fenómeno a que estava associada uma queda brusca de pressão. Mesmo assim este valor da pressão apenas era possível para velocidades de rotação relativamente baixas, sendo que para velocidades próximas das máximas do motor dificilmente se ultrapassavam pressões de 1200 *kPa,* mantendo os motores o seu sincronismo. Deste modo, assumiu-se a pressão de 1200 *kPa* como a máxima passível de ser mobilizada nos ensaios.

Como muitos dos ensaios são realizados com pressão de confinamento ou pressão neutra constantes, montou-se ainda um sistema auxiliar que permitia a aplicação de pressões/tensões da pressão de ar fornecida pelo compressor do LABGEO. Esse sistema passou por uma interface ar-água, em que a pressão debitada pelo compressor era filtrada por um regulador de pressão, de forma a se manter no nível constante pretendido, e aplicada numa botija cheia de água na base. A esta água, agora pressurizada ao valor pretendido, era ligado um tubo que depois se conectava com o compartimento da câmara desejado. A Figura 3. 36 apresenta uma fotografia e um esquema de funcionamento do interface idealizado.

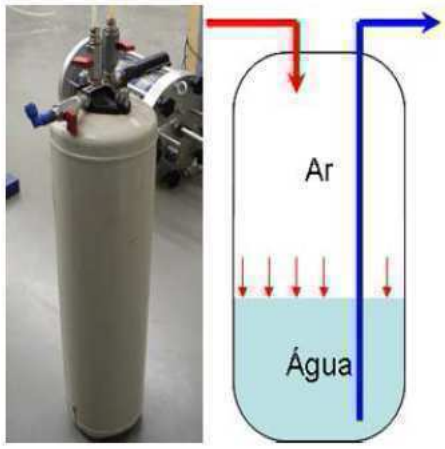


Figura 3. 36 – Fotografia e esquema de funcionamento da interface ar/água para aplicação de pressões constantes

Para o controlo da força vertical adquiriu-se um actuador pneumático da marca *ASCO Joucomatic* (Ref. PES125TA100R-DMP/OLEO) que faz avançar um êmbolo que actua

directamente sobre a haste superior da câmara, solidária com a célula de carga. Este modelo de actuador foi escolhido em função das suas características de baixo atrito e pode ser observado na Figura 3. 37.

Figura 3. 37 – Pormenor do actuador pneumático adoptado para a aplicação de cargas no êmbolo vertical

A aplicação da pressão de ar é feita directamente, através da ligação ao compressor do LABGEO, com uma capacidade máxima de cerca de 1000 *kPa*, colocando a jusante um regulador de pressão, de forma a se fixar o ar na pressurização desejada.

O modo de funcionamento do compressor permite que a pressão por este debitada varie entre um valor mínimo e um valor máximo, evitando-se, deste modo, o seu trabalho em contínuo. O inconveniente deste modo de funcionamento é que a variação da pressão na entrada produz, na saída, também uma variação, mesmo quando os reguladores de pressão possuem elevada qualidade. Esse fenómeno conduz a que a pressão de ar à saída do regulador de pressão tenha oscilações da ordem dos ±1 *kPa*, o que naturalmente se traduz na qualidades dos resultados obtidos, em especial quando as sucções utilizadas nos ensaios são da ordem de grandeza das dezenas de *kPa.* Para se resolver este problema, utilizaram-se dois reguladores de pressão em série para que a variação de pressão de ar à entrada do segundo regulador seja amortecida pelo primeiro regulador. Com este processo reduziu-se a oscilação à entrada de ar do provete para valores de cerca de 1/10 do valor acima representado, ou seja da ordem de ±0,1 *kPa.*

3.6.5 Variáveis controladas

A Figura 3. 38 apresenta um esquema da câmara com as diversas variáveis a controlar, bem como os transdutores implementados para a medição/aquisição das grandezas relevantes para o ensaio.

O controlo de pressões/tensões sobre o provete é conseguido, maioritariamente, à custa de transdutores de pressão instalados no exterior da câmara. À entrada do pedestal existe um transdutor de pressão (1) que controla a pressão de água, u_w, no interior do provete. A pressão na câmara, $\sigma_c = \sigma_r$, é medida por um outro transdutor de pressão (2), colocado imediatamente antes da entrada para a célula interior da câmara triaxial. A derivação efectuada antes do

medidor de volume deste circuito garante que a pressão aplicada na célula interior é igual à pressão do compartimento exterior. O controlo da pressão de ar, u_a, aplicado no topo do provete, é realizado à custa de outro transdutor de pressão (3), junto à entrada de ar na câmara.

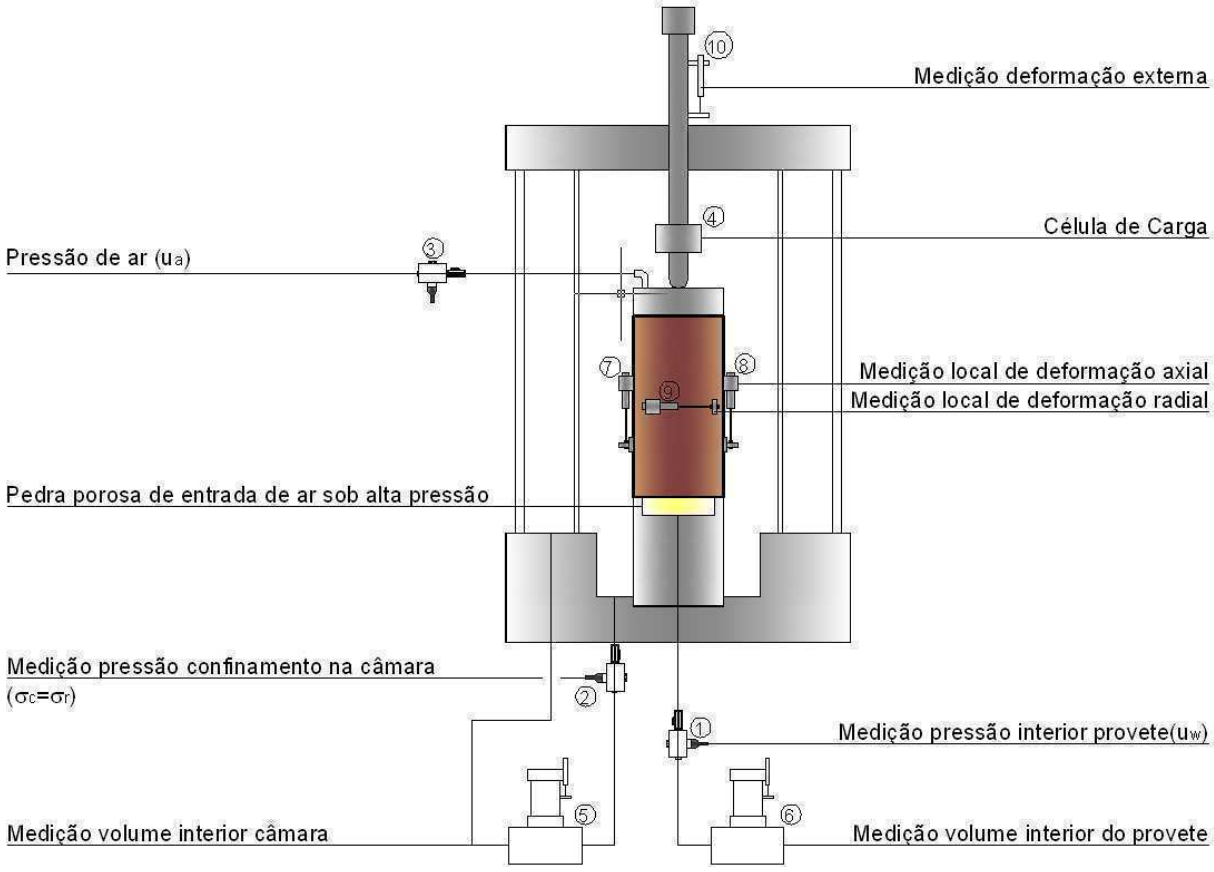


Figura 3. 38 – Esquema da câmara triaxial desenvolvida, com indicação das variáveis controladas

A força a aplicar na direcção vertical, ***N***, é medida através de uma célula de carga (4), podendo-se a partir deste valor calcular a tensão vertical, σ_v, a aplicar no topo do provete, já que em qualquer instante do ensaio se conhece a área da amostra (Head, 1982). A carga limite da célula de carga utilizada é de 10 *kN*.

Um dos medidores de volume controla a variação de volume na célula interior da câmara (5), equivalente à variação volumétrica do provete, ao passo que o outro medidor de volume (6), permite quantificar a variação do volume de água no interior do provete. Refira-se que, no caso dos ensaios saturados, a variação volumétrica de água no interior do provete também coincide com a variação de volume da amostra. Estes medidores de volume estão limitados a variações de 100 cm^3.

O controlo das deformações do provete é realizado mediante um conjunto de 5 transdutores de deslocamento do tipo LVDT (*Linear Variable Displacement Transducer).* A deformação axial é medida localmente, usando-se para o efeito dois LVDTs instalados em posições diametralmente opostas do provete (7 e 8). Um terceiro LVDT (10) é instalado externamente à câmara e acoplado ao êmbolo, o que permite controlar a deformação vertical total, embora sem o rigor associado à instrumentação interna. Mesmo considerando a sua menor precisão, este medidor

de deslocamento permite criar uma redundância na medição da deformação vertical. A deformação radial é controlada através de dois LVDTs instalados directamente sobre a amostra, em posições diametralmente opostas, e representadas pelo elemento (9) da figura. Todos os LVDTs internos possuem um curso de sensivelmente 15 *mm* enquanto o LVDT externo possui um curso de 50 *mm*.

No que concerne à medição da deformação radial, os dois equipamentos de medida não fornecem informação redundante, uma vez que a heterogeneidade do provete pode produzir, simultaneamente, um movimento de rotação e de translação dos suportes, sendo o movimento registado em cada um dos LVDTs função da composição destes dois movimentos. Só a média dos valores registados em ambos os LVDTs permite determinar, em rigor, a variação diametral da amostra e, em qualquer dos casos, referente apenas à secção a meia altura do provete, posição em que são instalados os transdutores. Refira-se no entanto que a redundância relativamente ao diâmetro da amostra existe, na medida em que a sua variação pode ser obtida indirectamente através da variação da volumétrica da amostra. Essa possibilidade é muito importante já que a medição de volume em condições não saturadas é um aspecto de difícil quantificação uma vez que a variação de volume é o resultado das migrações de ar e de água do interior do provete (Ng et al., 2002).

A Figura 3. 39 apresenta alguns dos equipamentos utilizados para medição das variáveis atrás apresentadas. A Figura 3. 40 exibe um detalhe dos medidores de deslocamento instalados directamente sobre um provete, antes do início de um ensaio.

Figura 3. 39 – Fotografias de alguns elementos de medição utilizados no equipamento desenvolvido: a) transdutores de pressão; b) medidor de volume; c) célula de carga; d) Medidor de deslocamento externo

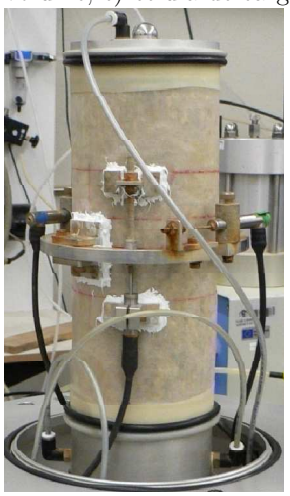


Figura 3. 40 – Transdutores de deslocamento locais já instalados num provete

Todos os instrumentos atrás descritos são ligados a uma caixa de aquisição, que suporta até um máximo de 16 canais, sendo esta posteriormente ligada ao programa de controlo.

3.6.6 O PROGRAMA DE CONTROLO

O software de controlo do equipamento, denominado *SoilTest*, foi desenvolvido em ambiente *Labview*, proporcionando uma interface gráfica de fácil manipulação e de rápida interacção com os mecanismos de controlo/aquisição. As várias operações ao longo do ensaio são realizadas através de um conjunto de separadores distintos. A Figura 3. 41 apresenta, a título ilustrativo, a impressão de uma das páginas de controlo do software.

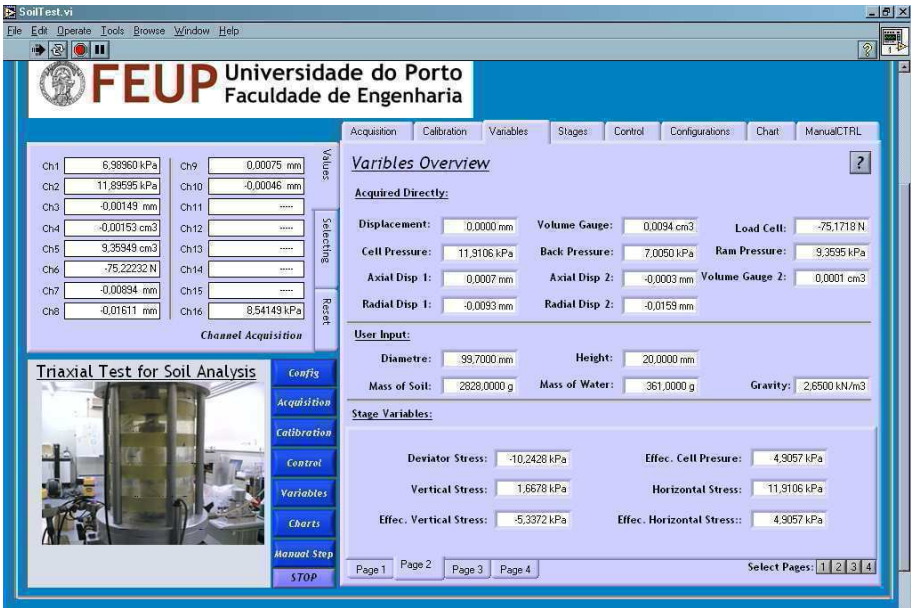


Figura 3. 41 - Apresentação da interface gráfica do programa *SoilTest*

Os diversos menus que o programa contém correspondem, de um modo simplificado, às diversas fases de um ensaio. Numa primeira fase, deve-se proceder à calibração dos equipamentos de medição, processo que é realizado através da aquisição de um sinal eléctrico que vai variando em função da grandeza a medir. Relativamente a este aspecto é importante referir que a calibração dos diversos equipamentos deve ser realizada com a configuração de dispositivos correspondente ao final do ensaio, isto é, com todos os canais onde se vai ligar algum equipamento ligados. Alguns dos equipamentos possuem intensidades de corrente muito baixas pelo que a ligação de um transdutor adicional pode produzir ligeiras variações no sinal, introduzindo erro, que não existe se a calibração for realizada em condições idênticas às do ensaio.

Posteriormente deve-se proceder à configuração do equipamento, especificando quais as variáveis que estão ligadas a cada um dos actuadores e quais as saídas no computador a que se ligam a caixa de controlo e a caixa de aquisição de dados.

As grandezas a adquirir e registar, bem como a frequência de aquisição e o ficheiro de registo são especificadas no separador "*Acquisition*" - Figura 3. 42 a).

A etapa seguinte passa pela definição das grandezas iniciais do ensaio. No separador "*control*" introduzem-se as características iniciais do provete, nomeadamente dimensões e pesos, para

que, ao longo do ensaio, se possa conhecer as suas dimensões em cada momento. É ainda neste separador que se define o estágio onde se pretende iniciar o ensaio e se controla em que patamar o ensaio se encontra num dado momento - Figura 3. 42 b).

No menu "*stages*", Figura 3. 42 c), estabelecem-se os vários ciclos de carga do ensaio. Aqui definem-se as variáveis a controlar (tensões, forças ou deslocamentos) e qual a sua taxa de variação por hora. O controlo pode ser feito à custa de uma variável, isoladamente, ou à custa de uma equação função de várias variáveis. Podem-se ainda impor condições limite, de modo a que, atingido um determinado valor de uma variável, ou combinação de variáveis, se passe automaticamente para outro estágio ou até se pare o ensaio. Deste modo, podem-se completar praticamente todos os ciclos de carga ao longo de um processo mais ou menos complexo de ensaio sem intervenção adicional do operador

Há ainda a possibilidade de, em tempo real, efectuar gráficos que são função de duas variáveis medidas ou calculadas durante o ensaio no separador "*chart*" – Figura 3. 42 *d)*, bem como confirmar o valor de qualquer variável do ensaio no separador "*variables*" - Figura 3. 41.

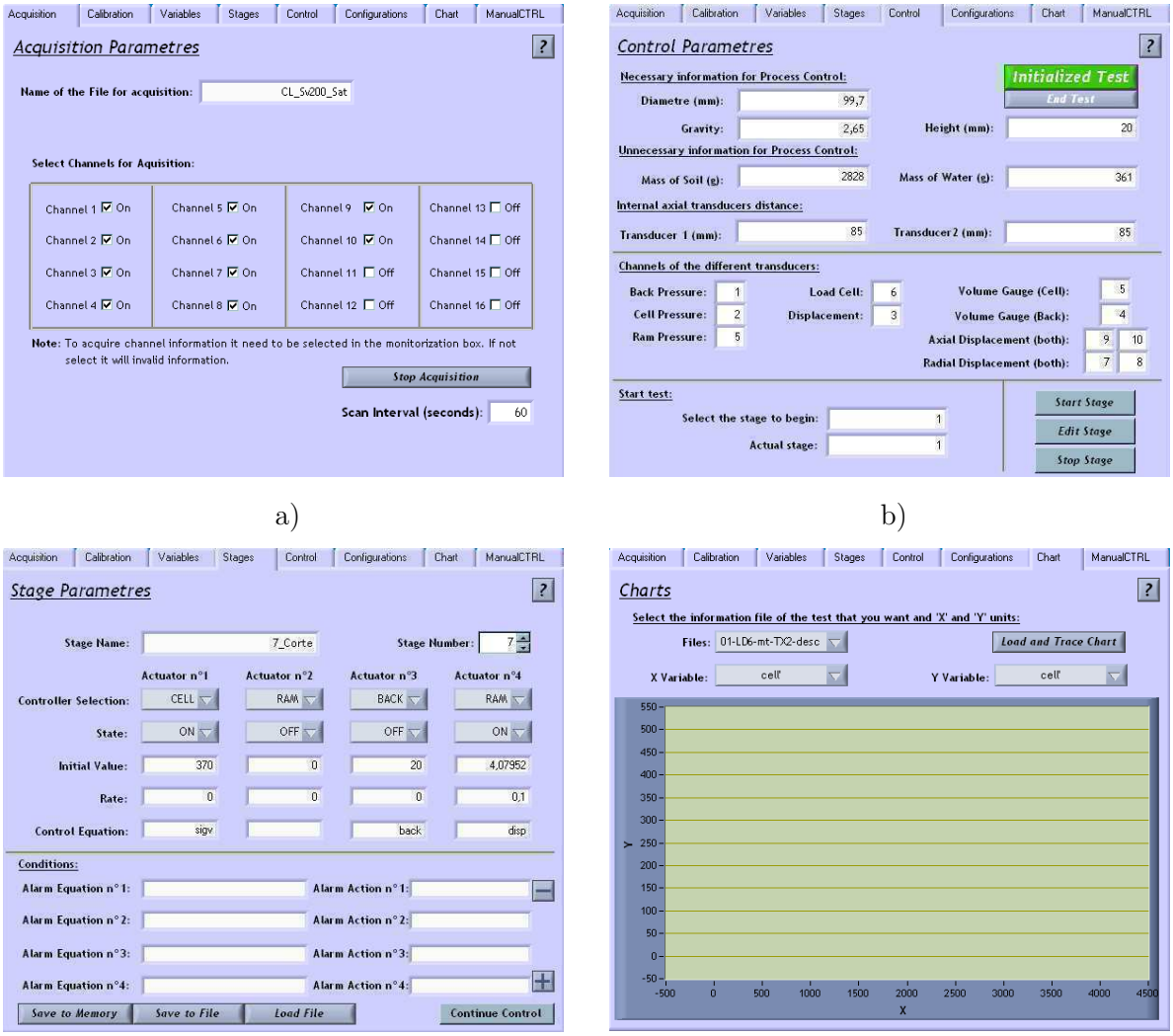


Figura 3. 42 – Aspectos de detalhe de cada um dos separadores do programa: a) Aquisição de dados; b) Controle do ensaio; c) Exemplo de estágio de carga; d) Realização de gráficos durante o ensaio

Aquando da apresentação do programa de ensaios, ilustrar-se-á uma sequência de estágios de carga adoptados, para uma melhor compreensão do funcionamento do software *SoilTest.*

3.6.7 Correcções aos resultados dos ensaios triaxais

As operações associadas à realização de ensaios triaxiais possuem algumas particularidades que obrigam à realização de algumas correcções. Estes aspectos são detalhadamente discutidos em Head (1982), que constitui uma óptima referência para o tratamento dos resultados de ensaios triaxiais. Estas correcções incluem a correcção de área do provete e a correcção da rigidez da membrana.

No que refere à rigidez de membrana, um dos aspectos mais complicados prende-se com a determinação da sua rigidez. No âmbito desta tese, essa determinação foi realizada usando um equipamento para o ensaio de tracção de geossintécticos, existente no Laboratório de Geossintécticos da FEUP. Por ser pouco comum este processo, e porque muitas vezes as membranas são semelhantes em sucessivos ensaios, apresenta-se no Anexo 2 o processo de determinação dessa rigidez.

A determinação da deformação radial dos provetes foi também feita à custa da variação de volume, pelo que era fundamental que a confiança nesta medição fosse muito elevada. Um dos aspectos que não se vê frequentemente referido na medição desta variável, prende-se com a variação de volume associada a diferentes pressões ao longo do circuito que vai deste a entrada do medidor de volume até à entrada da câmara. Fechando-se a entrada de água na câmara, fez-se variar a pressão no circuito, tendo-se registado as respectivas variações de volume, o que se apresenta na Figura 3. 43.

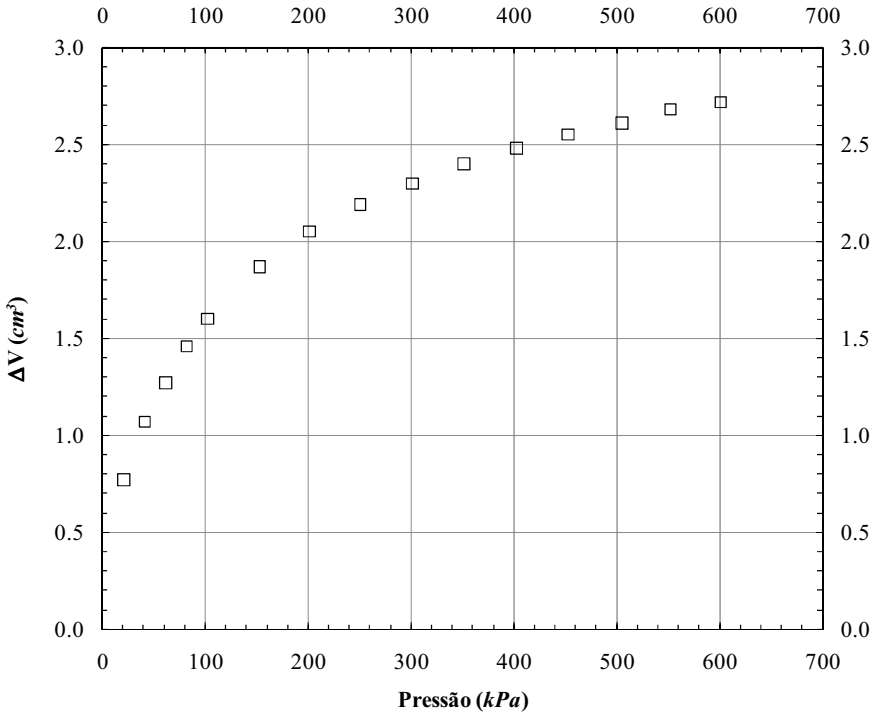


Figura 3. 43 – Variações volumétricas ao longo do circuito entre a entrada do medidor de volume e a câmara triaxial

Em função do nível de tensão na câmara durante o ensaio, as variações de volume eram corrigidas com os dados apresentados na figura anterior. Note-se que para valores mais elevados de pressão essas variações podem ser linearmente aproximadas com razoável precisão.

As variações aqui apresentadas podem em algumas situações representar valores da ordem dos 3% da variação de volume do ensaio o que, naturalmente, é relevante, sendo que esta é uma correcção não comummente realizada.

3.7 Ensaios triaxiais em condições não saturadas

3.7.1 Programa de ensaios

Os poços circulares ou elípticos construídos usando o Método de Escavação Sequencial na vertical obrigam, geralmente, a um prévio rebaixamento do nível freático. Esta operação é necessária pois a experiência prática tem demonstrado que os solos residuais do granito, em condição não saturada, possuem uma melhoria das propriedades resistentes e das propriedades de deformabilidade. A identificação da influência da condição não saturada remonta ao início do século XX tendo sido feita por Haines (1927). Posteriormente são de referir pela sua importância os trabalhos de Bishop et al. (1960), Fredlund et al. (1978), Alonso et al. (1990) e Fredlund & Rahardjo (1993).

Como já se referiu nos capítulos iniciais deste trabalho, grande parte da caracterização desenvolvida no âmbito desta tese foi realizada sobre o material da estação Salgueiros, do Metro Ligeiro do Porto, tendo como objectivo último a modelação numérica tridimensional da estação. O material utilizado para a realização de ensaios triaxiais foi recolhido a uma profundidade de 6,0 m, em blocos de muito boa qualidade que posteriormente foram transportados para o LABGEO. Esta técnica é considerada a melhor para recolha de amostras (Viana da Fonseca, 2008). A Figura 3. 44 apresenta alguns pormenores da operação de recolha de blocos, na estação Salgueiros.

Tendo sido recolhidos a cerca de 6,0 m de profundidade, e com o nível freático rebaixado, considerando para o solo um peso volúmico entre 18 kN/m^3 e 20 kN/m^3, resulta que as amostras estavam sujeitas a uma tensão total vertical, entre 108 kPa e 120 kPa.

A discussão das trajectórias de tensões típicas dos poços circulares, na zona adjacente ao suporte, feita no Capítulo 2, permite afirmar que o andamento de tensões mais representativo corresponderá a uma redução da tensão horizontal, sem significativa variação da tensão vertical. O programa de ensaios triaxiais em condições não saturadas foi então baseado nesta trajectória de tensões.

Um outro aspecto a discutir prende-se com o nível de sucção a considerar para os ensaios. A variação do nível de sucção em profundidade é difícil de quantificar, tendo-se realizado, no âmbito desta tese, algum trabalho específico sobre o assunto que será discutido em pormenor no Capítulo 4, relativo aos ensaios de campo. Numa primeira análise pode-se assumir que as pressões de água negativas se encontram em equilíbrio com o nível hidrostático Fredlund & Rahardjo (1993), pelo que na obra em análise, considerando a escavação máxima de 22,0 m e o rebaixamento do nível freático sensivelmente para essa cota, seriam de esperar sucções máximas da ordem dos 220 kPa.

Figura 3. 44 – Pormenores da recolha de blocos de solo residual na estação Salgueiros

Estabeleceu-se um programa de ensaios triaxiais drenados, de compressão por alívio da tensão lateral, apresentando-se no Quadro 3. 7 a lista dos ensaios, bem como as suas principais características no que refere às tensões a aplicar no início do ensaio e ao nível de sucção. Aqui incluem-se alguns ensaios saturados, com trajectórias idênticas, para permitir a comparação de resultados com o comportamento não saturado.

Utilizaram-se tensões de consolidação verticais variáveis entre um mínimo de 50 *kPa* e um máximo de 300 *kPa*. Tendo presente a tensão vertical a que foram recolhidas as amostras, sensivelmente 120 *kPa*, procurou-se limitar as tensões a que eram realizados os ensaios de forma a não desestruturar o material, fenómeno que assume relevância mesmo em solos com alguma rigidez (Leroueil & Hight, 2003). Num primeiro momento, pensou-se em limitar a 200 *kPa* a tensão vertical máxima dos ensaios. No entanto, como a opção foi por realizar trajectórias de tensão em que se mantinha constante a tensão vertical diminuindo a tensão horizontal, o intercepto coesivo do material, em especial para os mais elevados níveis de sucção, não permitia que se atingisse a rotura, mesmo quando se anulava a tensão de confinamento. Assim, ainda que menos representativo do estado de tensão de recolha das amostras, optou-se por realizar ensaios com um nível de tensão mais alto, de forma a garantir que a rotura fosse atingida para todos os níveis de sucção adoptados.

Quadro 3. 7 – Programa de ensaios triaxiais em condições não saturadas

Designação	σ_v-u_a(kPa)	σ_h-u_a(kPa)	u_a-u_w(kPa)	u_a(kPa)	u_w(kPa)
CL_Sv50_Sat	50	30	Saturado	0	300
CL_Sv50_Su25	50	30	25	20	45
CL_Sv100_Sat	100	60	Saturado	0	300
CL_Sv100_Su25	100	60	25	20	45
CL_Sv100_Su60	100	60	60	20	85
CL_Sv100_Su100	100	60	100	20	120
CL_Sv100_Su150	100	60	150	20	170
CL_Sv200_Sat	200	120	Saturado	0	300
CL_Sv200_Su25	200	120	25	20	45
CL_Sv200_Su60	200	120	60	20	85
CL_Sv200_Su100	200	120	100	20	120
CL_Sv200_Su150	200	120	150	20	170
CL_Sv300_Sat	300	180	Saturado	0	300
CL_Sv300_Su25	300	180	25	20	45
CL_Sv300_Su60	300	180	60	20	85
CL_Sv300_Su100	300	180	100	20	120
CL_Sv300_Su150	300	180	150	20	170

No que se refere à relação entre tensões horizontais e verticais, ensaios realizados com o Pressiómetro Autoperfurador de Cambridge e o seu posterior tratamento numérico, provaram que, no caso do presente solo, os valores do coeficiente de impulso em repouso seriam sempre superiores a 0,6, estando o seu valor mais representativo algures entre 0,6 e 0,7. Deste modo assumiu-se o valor de 0,6 para o coeficiente de impulso em repouso do solo, tendo-se realizado todos os ensaios de laboratório com base neste dado.

Relativamente aos níveis de sucção assumidos, procurou-se uma variação dentro da gama de valores presente no local, ou seja entre 0 e 220 *kPa*. O valor máximo de 150 *kPa* já se encontra suficientemente próximo do limite superior, sendo certo que a franja de material com níveis de sucção próximos do limite máximo *in situ* é relativamente reduzida, à superfície, e não muito representativa do solo residual aqui estudado.

3.7.2 Fases do ensaio triaxial em condições não saturadas

3.7.2.1 Preparação das amostras

Como referido no ponto anterior, os ensaios triaxiais levaram os provetes à rotura por compressão à custa de um alívio da tensão lateral, ou seja, durante o corte, manteve-se constante a tensão vertical, diminuindo-se progressivamente a tensão horizontal de confinamento. Previamente à fase de corte propriamente dita, um número significativo de etapas deve ser ultimado, algumas delas com detalhes que importa registar, tanto mais que é parca ou nula a experiência na realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas, pelo menos em Portugal.

A primeira fase, em ensaios sobre amostras indeformadas, está naturalmente associada à retirada cuidadosa dos provetes dos blocos, previamente talhados, e respectiva montagem na

câmara triaxial. A Figura 3. 45 apresenta dois detalhes da preparação de provetes cilíndricos, com 100 *mm* de diâmetro e com cerca de 200 *mm* de altura, a partir dos blocos do material recolhido.

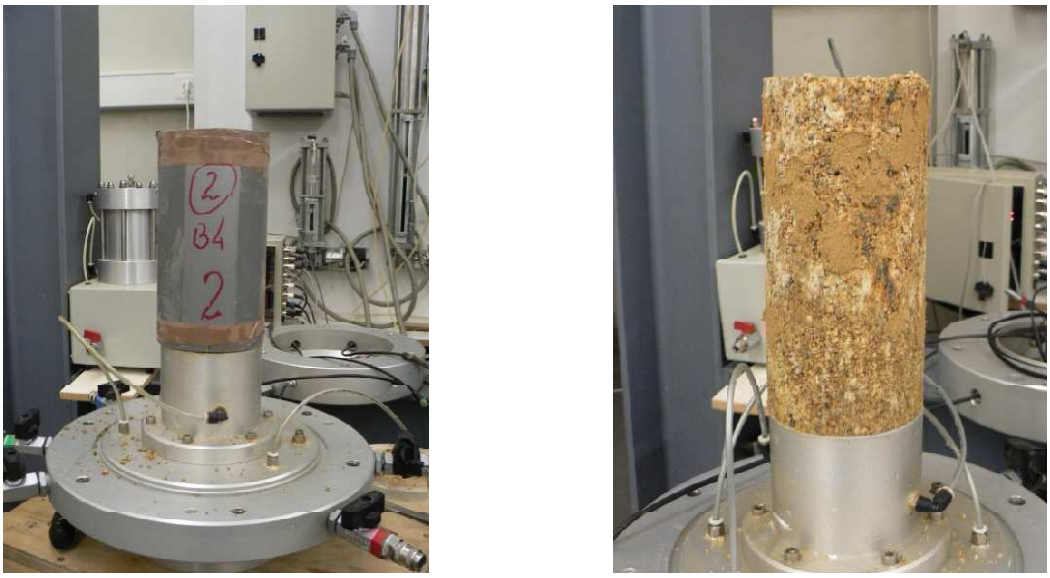
a) b)

Figura 3. 45 – Retirada de provetes de 100 *mm* a partir dos blocos de boa qualidade recolhidos na estação Salgueiros

Essa retirada de provetes é realizada talhando-se os provetes a partir dos blocos, recorrendo ao auxílio de tubos de pvc com o diâmetro pretendido. O solo residual vai sendo cortado até que o tubo de pvc penetre sem grande dificuldade. Mesmo assim, reforçou-se o tubo de pvc com duas anilhas, de forma a evitar ovalização das amostras ao longo do processo. Realizados os provetes, estes eram, tão rapidamente quanto possível, isolados e mantidos na câmara húmida, sobretudo para evitar repetidas variações do seu teor em água. Refira-se que, como os blocos já tinham sido recolhidos há mais de um ano, dificilmente o material teria mantido a sua humidade natural.

Terminada a fase de preparação de provetes, procedia-se à sua montagem na câmara triaxial, bem como à preparação de toda a instrumentação. A Figura 3. 46 apresenta dois aspectos relativos à montagem das amostras.

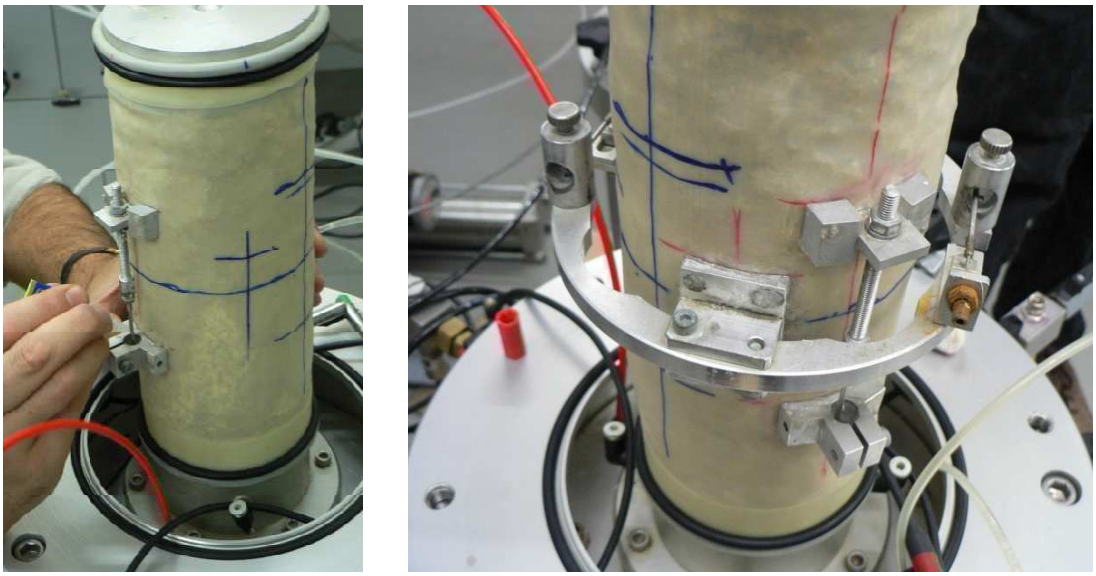
Após a retirada do tubo de pvc, algum material mais solto destaca-se do provete, fazendo com que este apresente uma superfície com algumas irregularidades e, por vezes, com grãos de quartzo salientes. Tal superfície é propícia a que, durante a aplicação de pressões, haja a rotura da membrana, devido ao carácter anguloso destes grãos de quartzo, pelo que se efectuou uma leve reconstituição superficial da face do provete, que se ilustra na Figura 3. 46 b). Essa reconstituição é realizada com material sobrante dos blocos e passado no peneiro 20. Esta operação assume também muita importância junto ao topo e base da amostra, de forma a garantir um bom contacto do provete com estas superfícies.



a) b)

Figura 3. 46 – Montagem das amostras na câmara triaxial: a) colocação do provete sobre o pedestal; b) reconstituição da superfície de modo a amenizar as irregularidades do provete

Montado o provete sobre o pedestal e feita a reconstituição atrás referida, seguem-se as etapas de colocação da membrana, topos e montagem dos LVDTs para medição local das deformações, operação que se ilustra na Figura 3. 47.



a) b)

Figura 3. 47 – Montagem da instrumentação local: a) medição na direcção axial; b) medição na direcção axial e radial

Relativamente às fotografias apresentadas na Figura 3. 47 refira-se a importância de garantir uma selagem adequada das âncoras com que se fixam os LVDTs. Efectivamente, a sua fixação é conseguida através de uns alfinetes, sendo que a colocação destes obriga à furação da

membrana. Assim sendo, na fase seguinte usava-se uma cola tipo gel, flexível, de forma a garantir a estanqueidade da membrana.

3.7.2.2 Saturação da pedra porosa da base

Como já foi referido aquando da descrição do equipamento, a pedra porosa usada na base possuía um valor de entrada de ar de 300 *kPa*, o que significa que, se devidamente saturada, impede a passagem de ar para pressões inferiores a este valor. Esta barreira é fundamental para a realização dos ensaios em condição não saturada, sob pena de a aplicação da técnica de translação de eixos sugerida por Hilf (1956) produzir fenómenos de cavitação.

Um dos aspectos fundamentais do ensaio passa então pela saturação da pedra porosa, aspecto a que alguns trabalhos dão especial atenção, como é o caso de Romero (1999). Este autor, em ensaios edométricos em que as pedras cerâmicas possuíam valores de entrada de ar de 500 *kPa* e 1500 *kPa,* usou, para a saturação, pressões do dobro da entrada de ar, ou seja, respectivamente, 1000 *kPa* e 3000 *kPa*. Esta saturação era feita ao longo de várias horas.

No caso do presente trabalho a saturação da pedra porosa foi feita enchendo a câmara de água e aplicando pressões da ordem dos 550 *kPa*, ou seja, valores muito próximos do dobro do valor de entrada de ar dos discos cerâmicos. Numa fase inicial deixava-se a água percolar, de forma a retirar todo o ar que se encontrasse nos circuitos ou na placa porosa. A quantidade de água que atravessa o disco nesta fase permite validar o estado em que este se encontra, uma vez que a passagem de grandes quantidades de água será indicativa de alguma fissura no próprio disco, ou de algum espaço entre o disco e o contorno metálico da base não completamente colmatado.

Após este estádio inicial em que se deixava a água percolar através do disco cerâmico, deixava-se a água com a pressão de 550 *kPa* a actuar pelo menos durante uma noite, de forma a garantir a completa saturação da pedra porosa.

3.7.2.3 Fases de cada ensaio

Terminada a montagem do provete, instalados os LVDTs para medição local das deformações e realizado o enchimento da câmara, está-se em condições de começar o ensaio propriamente dito. No entanto, antes da fase de corte uma série de etapas devem ser completadas de forma a colocar as pressões de água, ar e confinamento nos valores pretendidos. O Quadro 3. 8 mostra, a título exemplificativo, as etapas do ensaio CL_σv300_Su150, sendo que estas fases estão presentes em todos os ensaios, apenas com ligeiras variações para os ensaios saturados.

Quadro 3. 8 – Etapas do ensaio CL_σv300_Su150

Fases	u_a(*kPa*)	u_w(*kPa*)	σ_c(*kPa*)	q(*kPa*)	Duração	Estabilização
Ajuste inicial membrana	0	0	10	0	1/2 hora	2 horas
Imposição inicial pressão ar	20	20	30	0	1/2 hora	-
Imposição condição não saturada	30	20	50	0	1/2 hora	1/2 hora
Ajuste para a linha K_0	30	20	50	13	1/2 hora	1/2 hora
Imposição sucção ensaio	170	20	190	13	3 horas	1hora
Imposição tensões iniciais	170	20	350	120	3 horas	2dias
Corte	170	20	σ_v-u_a=const.=300*kPa*		Def axial=0.1*mm/h*	Até rotura

O ensaio escolhido para ilustrar as fases dos ensaios triaxiais corresponde ao de maiores tensões de consolidação e com a mais elevada sucção, sendo portanto o ensaio mais demorado. Do quadro anterior há alguns aspectos que merecem alguma discussão, na medida em que a escolha adequada de alguns tempos ou critérios de deformação é fundamental para garantir a boa qualidade dos resultados obtidos.

Um primeiro aspecto a referir prende-se com o teor em água com que se começaram os ensaios, já que, em todos eles, o valor desta variável era superior ao valor correspondente ao equilíbrio com o nível de sucção do ensaio. Antes da montagem do provete as amostras estavam armazenadas na câmara húmida do LABGEO, sendo que os respectivos teores em água, rondavam os 15% a 18%. Estes valores são naturalmente inferiores aos de saturação mas superiores aos correspondentes à sucção de 25 *kPa* (ver Figura 3. 6), que corresponde à menor sucção de todos os ensaios realizados em condições não saturadas. Assim garante-se que, no ensaio, tal como na obra real, o equilíbrio para o nível de sucção pretendido é obtido por uma trajectória de secagem, anulando-se deste modo as possíveis diferenças associadas a um comportamento histerético do material, comportamento esse que pode ser observado na Figura 3. 16. A propósito deste aspecto, é sabido que à passagem de um solo completamente saturado para um solo não saturado estão associadas variações de volume importantes, fenómeno cuja explicação não está ainda estabelecida. Para evitar essa transição os ensaios partiam de um teor em água mais alto que o inicial mas sem se saturarem totalmente os provetes.

Um outro aspecto muito importante, relativamente ao qual não se encontraram referências explícitas na bibliografia, diz respeito ao tempo necessário para que a sucção no provete, conseguida através de uma pressão de ar aplicada no topo, seja homogénea, garantindo-se que o teor em água da amostra seja o correspondente ao equilíbrio final para a sucção aplicada. Para essa estabilização considerou-se um período de dois dias, tempo que pareceu adequado na medida em que se verificava uma estabilização total do volume, confirmada pelo medidor ligado à célula interior da câmara triaxial, sinal de que não haveria mais migração de água do provete e de que o equilíbrio estava atingido.

Finalmente refira-se que a velocidade de corte assumida foi de 0,3 *mm/h*, a que corresponde uma taxa de deformação 5 $\mu m/min$. A esse propósito, o Quadro 3. 9, da autoria de Delage (2004) apresenta o registo de um conjunto de taxas de deformação usadas em ensaios triaxiais com sucção controlada. Como mostra o Quadro 3. 9, taxas de deformação entre 1 e 6 $\mu m/min$ são frequentes, mesmo para solos mais finos do que os aqui analisados, embora velocidades entre 1 e 2 $\mu m/min$ sejam mais correntes. De forma a se ponderar melhor o tema discutiu-se o tema com *Enrique Romero*, professor da Universidade Politécnica da Catalunha, sendo sua opinião que velocidades entre 1 e 5 $\mu m/min$ seriam adequadas para os solos residuais do granito do Porto. Optou-se por realizar os ensaios com uma velocidade de 5 $\mu m/min$ por se enquadrar dentro da gama aceitável e não prolongar em demasia o período necessário para a realização de cada ensaio. Saliente-se a importância desta velocidade já que, velocidades de deformação muito elevadas, poderiam conduzir a variações do nível de sucção do provete, em consequência de variações volumétricas mais rápidas, com as consequentes repercussões ao nível da deformabilidade e resistência do solo ensaiado. Nesta situação os ensaios deixariam de ser

com sucção controlada e, como durante o ensaio, não é medida a sucção directamente no provete, a confiança nos resultados seria irremediavelmente perdida.

Quadro 3. 9 – Taxas de corte típicas em ensaios triaxiais com sucção controlada Delage (2004)

Autor	Solo	Altura de drenagem	Taxa de corte (μm/minuto)
Bishop&Donald (1961)	Silte *Brahead*	H	2,13
Gulhati&Satija (1981)	Argila de *Dhanauri* I_P=24	H	6
Ho&Fredlund (1982)	Areia siltosa Silte arenoso	H	1; 43
Delage et al. (1987)	Silte *Jossigny LP* IP=19	H/2	1
Romero et al. (1997)	Silte de Barcelona LP I_P=16	H/2	1
Wheeler&Sivakumar (1995)	Caulino de *Speswhite*	H	1,4
Maâtouk et al. (1995)	LP loess I_P=7	H/2	
Rampino et al. (1999)	Areia siltosa I_P=13	H	1,26
Laloui et al. (1997)	Silte arenoso *Sion* I_P=8	H	1,5
Rampino CRS	Areia siltosa I_P=13	H	5

3.7.3 Envolvente de resistência dos ensaios

O critério de rotura de *Mohr-Coulomb* pode ser estendido para os solos não saturados, tendo sido este trabalho realizado de forma pioneira por Bishop et al. (1960). Em termos genéricos, a envolvente resistente pode ser escrita do seguinte modo:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \cdot \tan\phi' \qquad 3.\ 16$$

Em que τ representa a resistência ao corte de um solo não saturado, *c'* a coesão efectiva, ϕ' o ângulo de atrito do material, $(\sigma\text{-}u_a)$ representa a tensão normal líquida – *net normal stress* -, $(u_a\text{-}u_w)$ a sucção mátrica e χ um parâmetro dependente do grau de saturação, que pode assumir valores entre 0 e 1.

Fredlund et al. (1978) apresentaram uma relação semelhante à proposta por Bishop et al. (1960) mas em função de duas variáveis independentes da tensão:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan\phi^b \qquad 3.\ 17$$

em que ϕ^b, ângulo de atrito com respeito à sucção, representa a contribuição para a resistência ao corte do material devida à sucção mátrica. Esta contribuição, que à data Fredlund et al. (1978) assumiram ser linear, é hoje sabido não o é (Escario & Juca, 1989; Vanapalli et al., 1996; Futai&Ito, 2008).

Numa primeira aproximação procurou-se ajustar a Eq. 3. 17 aos resultados obtidos de forma a ter uma primeira ideia dos valores típicos dos parâmetros em condições não saturadas, para o solo residual do granito estudado.

O Quadro 3. 10 apresenta os valores das tensões na rotura, para os vários ensaios de compressão por alívio da tensão lateral. Do mesmo quadro constam as rectas que melhor aproximam a envolvente de rotura, seguindo um critério do tipo *Mohr-Coulomb*, determinadas separadamente para cada um dos níveis de sucção testados. A Figura 3. 48 apresenta os pontos correspondentes à rotura no plano s'-t, para os vários ensaios realizados em função do nível de sucção adoptado em cada um dos testes. Refira-se que, em alguns ensaios, não se tendo atingido a rotura com a anulação da tensão de confinamento, se aumentou a tensão vertical até o provete romper. Esta operação foi essencialmente realizada nos provetes com níveis de tensão mais baixos e níveis de sucção mais elevados.

Quadro 3. 10 – Valores máximos de tensões na rotura para os vários ensaios de compressão por alívio da tensão lateral

Sucção (kPa)	$\sigma_v^f(kPa)$	$\sigma_h^f(kPa)$	$s^f(kPa)$	$t^f(kPa)$	$c'(kPa)$	$\phi'(^0)$
Saturado	50,5	5,6	28,0	22,5	19,8	9,0
	99,7	5,7	52,7	47,0		
	194,4	30,4	112,4	82,0		
	298,1	87,9	193,0	105,1		
25	50,3	0,0	25,2	25,2	23,0	32,1
	108,7	0,7	54,7	54,0		
	208,1	27,7	117,9	90,2		
	292,4	71,4	181,9	110,5		
60	98,3	4,6	51,5	46,8	21,0	37,2
	198,3	25,4	111,9	86,4		
	298,5	53,8	176,2	122,4		
100	162,5	1,2	81,9	80,6	17,1	61,2
	199,6	5,3	102,5	97,1		
	296,6	10,5	153,5	143,1		
150	112,4	0,0	56,2	56,2	13,1	69,7
	231,1	0,0	115,6	115,6		
	303,4	6,7	155,1	148,4		

A Figura 3. 48 mostra uma clara dependência da resistência obtida em função do nível de sucção imposto no ensaio. No entanto, tal dependência parece crescer à medida que cresce o nível de sucção, indiciando que um modelo em que se fizesse variar não apenas a coesão mas também o ângulo de atrito com o nível de sucção instalado no terreno poderia fazer sentido. Tendo no entanto presente que não se conhecem outros ensaios em condições não saturadas nos solos residuais portugueses, optar-se-á, nesta primeira fase, por ajustar a equação 3. 17 aos resultados experimentais, sendo que a variação da resistência depende apenas do ângulo de atrito em função da sucção, ϕ^b.

Para reforçar a ideia da importância do comportamento diferenciado em função do nível de sucção, apresenta-se na Figura 3. 49 as curvas extensão axial versus tensão de desvio para os cinco níveis de sucção distintos, curvas correspondentes aos ensaios em que a tensão vertical

líquida foi de 300 *kPa*, por sinal aquele em que o efeito da sucção parece ser maior, o que se entende pela condição mais "desestruturada" do material, ao se aplicarem tensões de confinamento claramente superiores às de repouso.

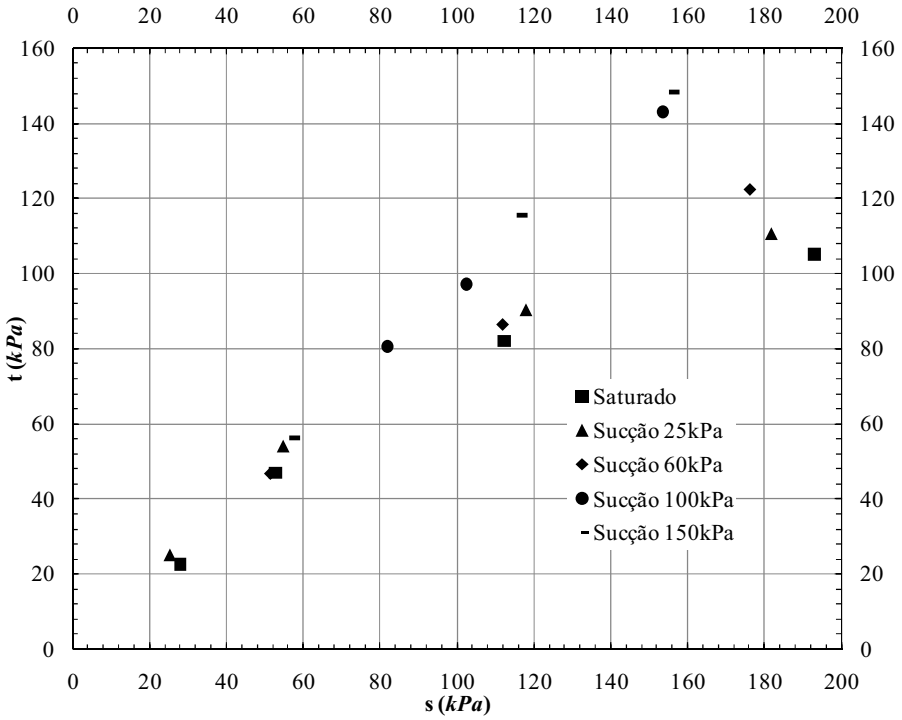


Figura 3. 48 – Pontos da envolvente de rotura no plano *s'* – *t* em função do nível de sucção

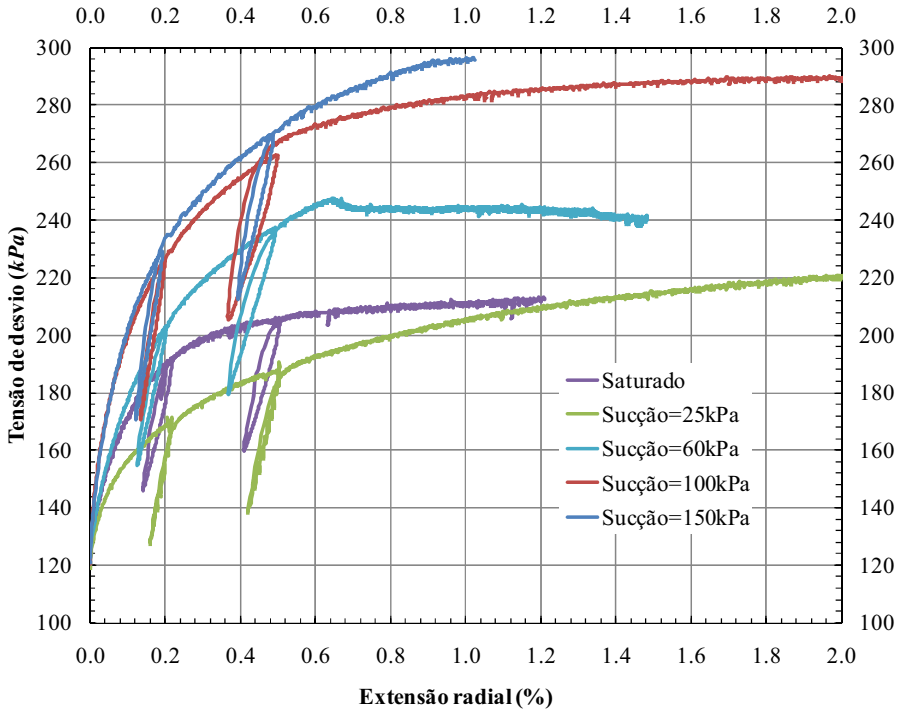


Figura 3. 49 – Curvas extensão axial *versus* tensão de desvio para os ensaios com tensão vertical 300 *kPa* em função do nível de sucção instalado

A Figura 3. 49 torna notória a evolução da resistência com o aumento da sucção, apesar de , em termos granulométricos, predominarem as componentes granulares nos solos residuais do granito do Porto. No ensaio saturado, a tensão de desvio correspondente à rotura ronda os 220 *kPa* enquanto que no ensaio correspondente à sucção máxima, 150 *kPa*, essa mesma tensão atinge praticamente 300 *kPa*. Há contudo a referir o comportamento anormal quando se compara o ensaio saturado com o ensaio com sucção de 25 *kPa*. Nestes ensaios, embora a resistência última seja maior para o teste não saturado, confirmando a tendência de evolução da resistência com o nível de sucção instalado no solo, no troço inicial a curva correspondente ao ensaio saturado evidencia uma maior rigidez. Embora este comportamento seja mais evidente nas curvas aqui apresentadas, dando a entender que é o reflexo da heterogeneidade dos provetes, repete-se para outros níveis de tensão, aspecto que se procurará explicar na secção dedicada à análise da variação da rigidez com a sucção.

Os parâmetros de ajuste para o critério de rotura *Mohr-Coulomb* obtidos dentro de cada nível de sucção, tomando portanto em consideração os resultados de apenas 3 ou 4 ensaios, mostram uma variação muito significativa do ângulo de atrito, parâmetro que numa primeira aproximação se poderia admitir como constante para o material. A evolução do ângulo de atrito com o nível de sucção pode de alguma forma ajudar a explicar a variação observada mas não é suficiente. A heterogeneidade destes materiais é muito relevante, o que aconselha ao uso de um número de amostras mais elevado, pelo menos se o objectivo é a obtenção de parâmetros médios representativos.

Parte da evolução agora referida está também associada à curvatura da envolvente de *Mohr-Coulomb*. No caso, mais simples, das areias os fenómenos físicos de resistência ao corte podem simplificadamente separar-se em duas componentes (Matos Fernandes, 2006): o atrito puro entre partículas e os fenómenos associados ao imbricamento. Num solo residual o atrito puro deve exibir comportamento semelhante ao observado nas areias, se bem que possa haver alguma evolução granulométrica durante o corte. Já relativamente à outra componente, esta é mais ampla nestes solos, uma vez que além do imbricamento há a cimentação entre grãos e a própria contribuição da sucção. Estes aspectos fazem com que só para tensões mais elevadas, se meça o ângulo de atrito puro entre grãos. Assim, parte do crescimento aparente observado no ângulo de atrito, crê-se associado ao carácter não linear da envolvente de *Mohr-Coulomb*, efeito amplificado em condições não saturadas.

Se se calculasse, para cada nível de sucção, o ângulo de atrito apenas para as tensões mais elevadas, ou seja, tensão vertical de *200* kPa e 300 *kPa*, o crescimento do ângulo de atrito já não é tão evidente, embora as variações de valores sejam ainda maiores pois a heterogeneidade associada aos provetes faz-se sentir de forma mais significativa ao se considerar unicamente dois resultados.

Os aspectos particulares referidos nos parágrafos anteriores são válidos mesmo se se considerar que o ângulo de atrito em relação à sucção tende a diminuir com o nível de sucção, como constatado por Vanapalli et al. (1996) e Vanapalli & Fredlund (2000).

Apesar destas considerações, procurou-se determinar os parâmetros *c'*, ϕ' e ϕ^b que melhor aproximavam os resultados obtidos no conjunto de 17 ensaios atrás apresentados. Para tal

recorreu-se ao algoritmo de optimização integrante do *software EXCEL,* tendo-se obtido o resultado evidenciado pelo gráfico incluído na Figura 3. 50.

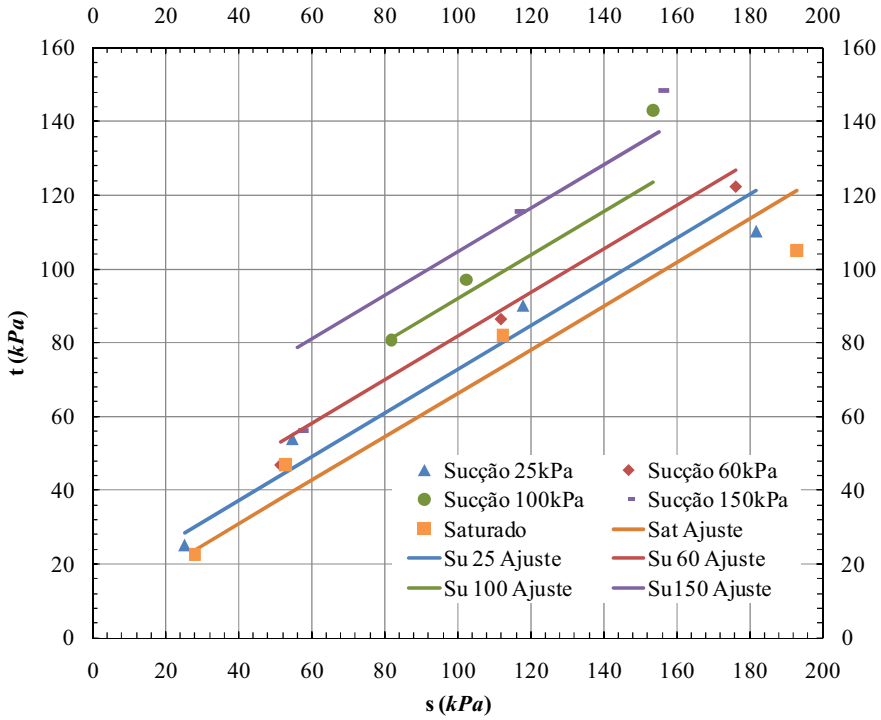


Figura 3. 50 – Resistências dos ensaios triaxiais de compressão por alívio da tensão lateral e respectivo ajuste matemático

Do ajuste realizado obteve-se como parâmetros que minimizavam a diferença entre as resistências obtidas e as calculadas os seguintes: c'=8,9 *kPa;* ϕ'=36,3^0 *e* ϕ^b=14,4^0.

Observando o valor do ângulo de atrito agora obtido, mesmo sendo um valor comum em solos residuais do granito do Porto, quando comparado com os valores apresentados no Quadro 3. 10, referentes aos mesmos ensaios, e com os apresentados nos pontos anteriores deste capítulo, relativos a ensaios distintos, assume valores significativamente inferiores. Este aspecto resulta da envolvente curvilínea da resistência, aspecto já abordado e de alguma forma da heterogeneidade do próprio material ensaiado. Como o ajuste é conseguido variando 3 parâmetros, um aumento do ângulo de atrito em relação à sucção pode de alguma forma compensar a diminuição do ângulo de atrito.

Em face desta situação procurou-se um ajuste fazendo variar o ângulo de atrito entre 39^o e 45^0, valores que parecem mais representativos do solo residual estudado no âmbito desta dissertação. Este intervalo foi definido em função da vasta gama de ensaios de laboratório e campo realizados. O Quadro 3. 11 apresenta os valores da coesão e do ângulo de atrito com referência à sucção para os vários ângulos de atrito considerados. Em todos os ajustes fixou-se a condição de a coesão ser positiva, condição que foi determinante para os ângulos de atrito superiores a 41^0.

Quadro 3. 11 – Parâmetros de ajuste para vários valores do ângulo de atrito do material

$\phi'(^0)$	$c'(kPa)$	$\phi^b(^0)$
39	4.5	14.1
40	2.2	14.0
41	0.9	14.0
42	0.0	13.7
43	0.0	13.0
44	0.0	12.3
45	0.0	11.6

Ao analisar-se o Quadro 3. 11 pode-se constatar a diminuição do ângulo de atrito com respeito à sucção, o que aliás seria de esperar em face do reduzido ângulo de atrito atrás apresentado. A propósito daquele parâmetro, ϕ^b, e até pela ausência de determinações anteriores, parece interessante a sua comparação com valores típicos. O Quadro 3. 12 apresenta alguns valores deste parâmetro em solos residuais.

Quadro 3. 12 – Alguns valores de ângulos de atrito com respeito à sucção em solos residuais

Descrição solo	c' (kPa)	ϕ' (^{0})	ϕ^b (^{0})	Tipo de ensaio	Referência
Granito decomposto intacto - Hong Kong	28,9	33,4	15,3	Consolidado Drenado	Ho & Fredlund (1982)
Riolito decomposto intacto - Hong Kong	7,4	35,3	13,8	Consolidado Drenado	Ho & Fredlund (1982)

Portanto, o valor obtido para o ângulo de atrito com respeito à sucção, ϕ^b, encontra-se dentro das gamas comuns da literatura, sendo cerca de 1/3 do ângulo de atrito.

Como já se referiu, a envolvente de rotura possui um andamento não linear, dependendo a determinação dos parâmetros resistentes do nível de tensões adoptado. Neste capítulo estes parâmetros foram determinados para todo o espectro de tensões ensaiadas mas, para a modelação numérica de uma obra em particular, pode ser importante a adopção de parâmetros distintos em função dos níveis de tensão pretendidos.

3.7.4 Parâmetros de rigidez dos ensaios triaxiais

3.7.4.1 Discussão sobre os elementos de medição radial

Como referido na secção dedicada à descrição do equipamento, a medição da deformação foi sempre realizada garantindo uma redundância de valores, isto é, a deformação axial pode ser obtida através dos instrumentos locais ou através do transdutor externo enquanto o diâmetro do provete, pode ser obtido através da medição local do diâmetro ou, indirectamente, através da medição de volume. Este aspecto conduz a que, em qualquer instante, se possam sempre obter 2 valores para o diâmetro do provete, minimizando a possibilidade de erros associados à má realização dos ensaios.

No que refere à medição axial, a instrumentação local fornece valores de boa qualidade, sendo bastante confiáveis, tal como afirmado por Viana da Fonseca (1996).

Relativamente à deformação radial, os dois processos de medição utilizados, a variação de volume e a medição da variação do diâmetro localmente, não correspondem exactamente à mesma grandeza, isto é, enquanto o primeiro traduz uma variação do diâmetro da amostra em

termos médios, o segundo traduz a variação do diâmetro da amostra no centro do provete, pelo que, só por este aspecto, se considera mais representativo o valor associado à variação do volume.

Um outro aspecto que se notou na interpretação destes ensaios está associado à rigidez introduzida pelos dispositivos de fixação (ver Figura 3. 47 b) que, para muito baixas deformações, se reflecte numa rigidez que se considera não ser realista. A Figura 3. 51 apresenta as curva extensão radial versus tensão desvio para o ensaio realizado com sucção de 100 *kPa* e correspondente a uma tensão vertical de 300 *kPa*.

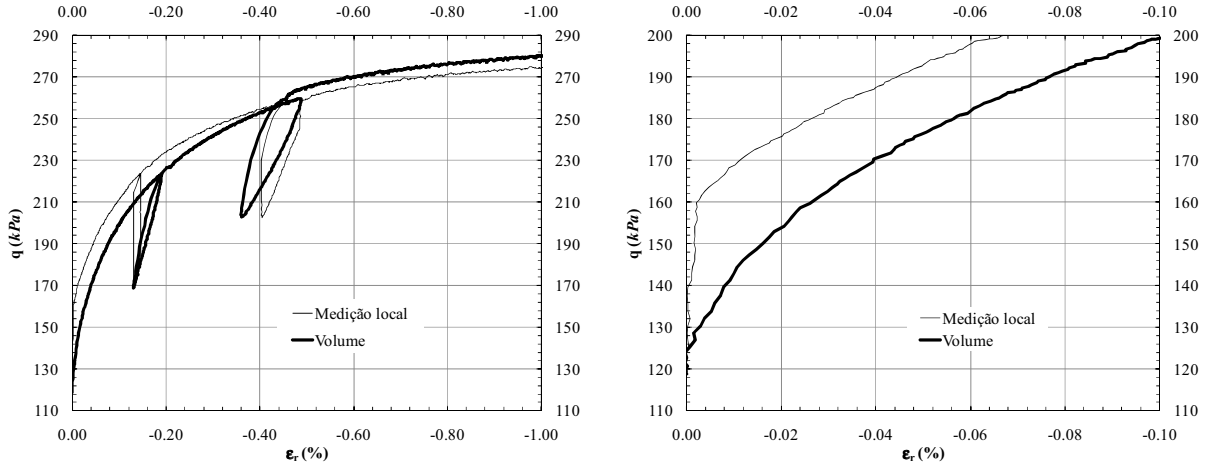


Figura 3. 51 – Curvas tensão de desvio vs extensão radial para o ensaio CL_σv300_Su100: a) aspecto geral da curva; b) detalhe para extensões radiais até 0,10%

Em função da rigidez associada aos dispositivos de fixação, o que se nota é que a resposta inicial dos LVDTs instalados localmente tem maior inércia por haver pequenos ajustes das fixações das âncoras pivotadas, não sendo esta rigidez representativa, efeito perfeitamente visível na Figura 3. 51b). Saliente-se que este foi um fenómeno visível em todos os ensaios. Como perspectiva de desenvolvimento futuro seria interessante a substituição deste processo de medição, aparecendo, actualmente, a medição com laser como uma técnica atractiva e a preços competitivos (Romero et al., 1997; Messerklinger & Springman, 2007).

Após esta maior rigidez inicial da resposta, os gráficos mostram um andamento muito semelhante das curvas se bem que, para deformações significativas (superiores a 1%) a deformação local tende a ser superior à obtida através da medição de volume, o que corresponde ao facto do embarrilamento máximo de provete ocorrer precisamente na sua meia altura. Este aspecto é visível na Figura 3. 51 a).

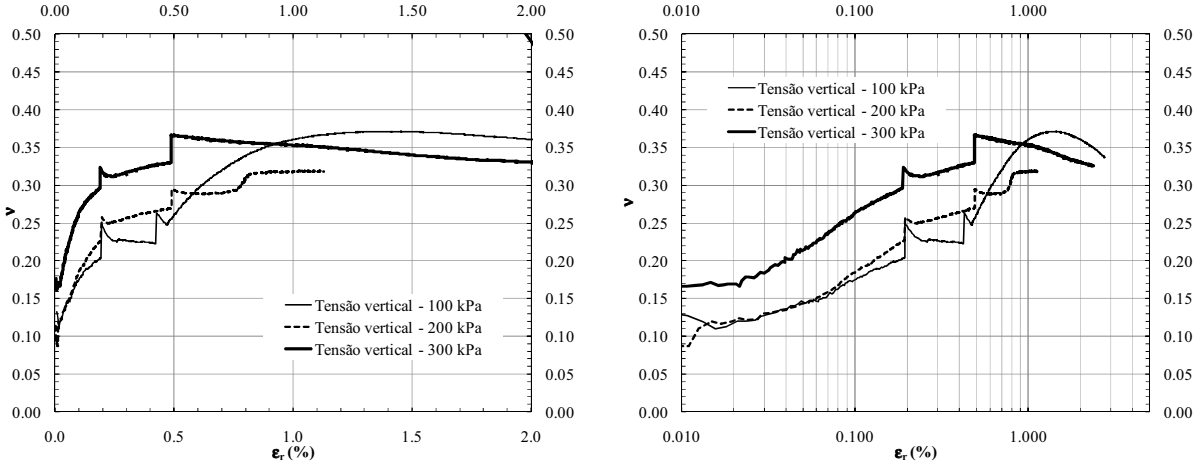
Em face do atrás exposto, os parâmetros de rigidez serão determinados a partir da medição de volume, a menos que algum problema tenha surgido durante o ensaio.

3.7.4.2 Parâmetros de deformabilidade para os vários ensaios

3.7.4.2.1 Variação do coeficiente de *Poisson*

Um parâmetro importante para a avaliação da deformabilidade de um terreno é o seu coeficiente de *Poisson* e a sua eventual variação com o nível de deformação. Para os ensaios

com sucção 100 *kPa* apresenta-se na Figura 3. 52 a variação do coeficiente de *Poisson* com a deformação radial do ensaio. A representação é feita numa escala linear e numa escala logarítmica sendo o nível de sucção apresentado apenas ilustrativo, já que o comportamento é idêntico para os restantes ensaios.



a) b)

Figura 3. 52 – Variação do coeficiente de *Poisson* do material em função da extensão radial do ensaio: a) escala linear; b) escala logarítmica

As figuras mostram que em qualquer dos ensaios o andamento é muito semelhante, havendo apenas uma ligeira diferença na grandeza do coeficiente de *Poisson*. Reforce-se que esta semelhança se estende aos restantes ensaios realizados. Os valores do coeficiente de *Poisson* para baixas deformações são reduzidos, da ordem dos 0,15, sendo que para deformações da ordem de 1% o coeficiente de *Poisson* atinge valores à volta de 0,35. Quando se olha para a representação em escala logarítmica, pode dizer-se que a variação é quase linear entre deformações de 0,01% e 1%, variando de, aproximadamente, 0,15 até cerca de 0,35, mantendo-se sensivelmente constante a partir desta deformação. Esta observação permite escolher um coeficiente de *Poisson* adequado, função do nível de deformação expectável para o maciço. Este andamento é um sinal claro da evolução de valores moderados, típicos de solos cimentados (como as rochas) para valores típicos de materiais granulares (areias), o que é sinal claro da evolução do material no decurso do ensaio.

Refira-se que os dois picos visíveis para deformações da ordem dos 0,2% e 0,5% estão associados a dois ciclos de carga e descarga, reflectindo a variação de comportamento associada a essa alteração da trajectória de tensões.

3.7.4.2.2 Módulo de deformabilidade

A rigidez ou, simplificadamente, o módulo de deformabilidade depende de muitos e variados aspectos mas, particularmente, do nível de sucção a que se efectua o ensaio, da tensão de confinamento e da deformação para o qual ele é definido. Para cada ensaio realizado elaboraram-se curvas de variação do módulo de deformabilidade e do coeficiente de *Poisson* em função do nível de deformação, tendo como objectivo a escolha de parâmetros adequados para a modelação numérica. A Figura 3. 53 apresenta, a título exemplificativo, as curvas de variação de E com a extensão radial, para os ensaios com nível de sucção de 100 *kPa*. Apenas se

apresentam as curvas para deformações radiais superiores a 0,01% já que, abaixo deste valor, se entra na gama de precisão dos próprios instrumentos de medição, deixando os resultados de ter significado. Note-se que para os valores mais baixos apresentados ainda se nota alguma oscilação no andamento das curvas.

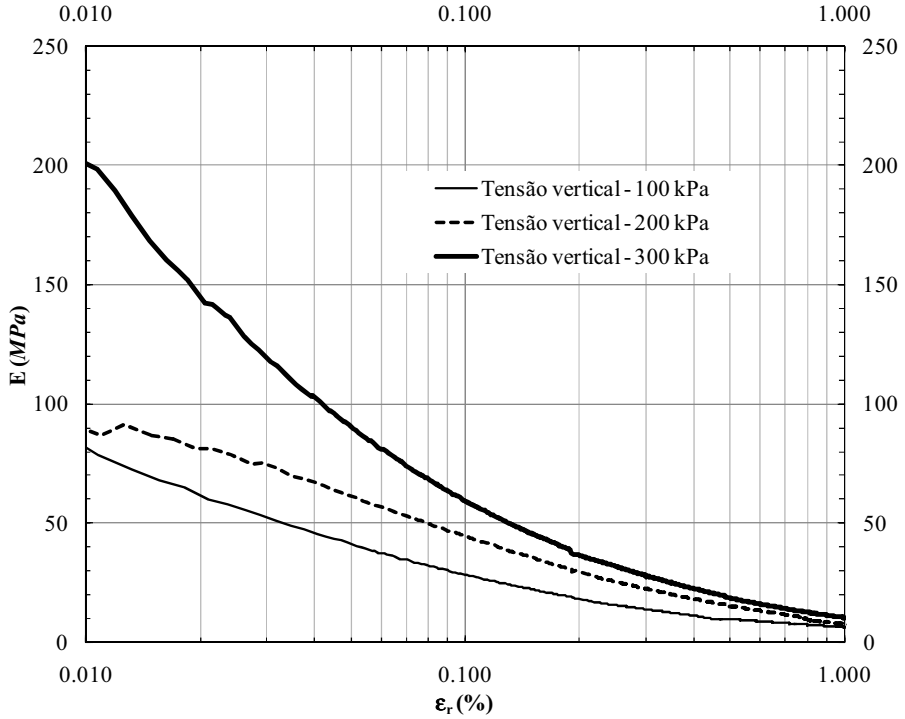


Figura 3. 53 – Evolução do módulo de deformabilidade com a deformação no ensaio com nível de sucção 100 kPa

No Quadro 3. 13 apresentam-se os valores do módulo de deformabilidade obtidos nos vários ensaios de compressão por alívio da tensão lateral, para diferentes níveis de deformação. Observando-se os resultados deste quadro, é clara a tendência para o aumento do módulo de deformabilidade quer com o aumento da sucção quer com o crescimento da tensão de confinamento. Tal não constitui surpresa mas, no que refere ao primeiro aspecto, as diferenças notadas são muito significativas, tanto mais que não é prática corrente a sua consideração. Em qualquer dos casos, dada a grande panóplia de números presentes no quadro, apresenta-se na Figura 3. 54 a comparação do módulo de deformabilidade para diferentes níveis de sucção com o módulo de deformabilidade obtido no ensaio saturado. Para cada nível de sucção apresentado os resultados correspondem à média da relação nos vários níveis de tensão ensaiados. Refira-se ainda que do gráfico não consta o ensaio CL_σv100_Su150 uma vez que a determinação do módulo de deformabilidade foi realizada a partir da medição local do diâmetro, e não a partir da medição de volume, como em todos os outros ensaios. Esta diferença na medição faz com que os valores não sejam directamente comparáveis.

Quadro 3. 13 – Módulo de deformabilidade para os vários ensaios em função do nível de deformação

σ_v(*kPa*)	50		100					200					300				
Sucção(*kPa*)	**Sat**	**25**	**Sat**	**25**	**60**	**100**	**150***	**Sat**	**25**	**60**	**100**	**150**	**Sat**	**25**	**60**	**100**	**150**
ε(%)	**E (*MPa*)**																
0,01	29,0	11,1	50,4	58,6	46,4	92,5	130,1	75,8	68,1	85,7	90,6	160,2	50,5	100,5	126,2	201,2	203,0
0,1	15,1	8,2	16,0	19,3	14,1	28,4	27,6	22,2	19,2	19,5	44,9	47,6	26,2	22,5	43,8	59,3	72,4
0,2	19,8	5,7	10,7	15,9	8,9	18,1	15,6	13,2	12,7	11,7	29,9	29,1	17,4	10,8	27,7	36,7	42,7
0,3	8,2	4,8	8,6	10,5	6,7	14,0	11,5	10,6	9,9	9,6	22,6	22,1	13,0	10,5	21,5	28,0	31,0
0,4	6,5	3,9	7,4	9,7	5,5	10,7	8,9	8,7	8,1	8,1	16,3	17,8	10,1	8,6	17,5	22,6	24,4
0,5	5,3	3,4	6,5	8,3	4,7	9,8	7,8	7,3	7,1	6,9	15,2	14,7	8,2	6,9	14,7	18,5	20,1
0,6	4,4	3,3	5,8	7,2	4,1	8,9	6,8	6,4	6,3	6,1	13,3	12,9	7,2	6,5	12,9	16,1	17,3
0,7	3,8	2,6	5,3	6,5	3,7	8,1	6,1	5,7	5,7	5,4	11,6	11,4	6,3	5,8	10,8	14,1	15,0
0,8	3,3	2,3	4,8	5,9	3,3	7,5	5,5	5,1	5,2	4,9	9,7	10,2	5,6	5,2	9,7	12,6	13,4
0,9	2,9	2,1	4,4	5,3	3,0	6,9	5,0	4,6	4,8	4,5	8,4	9,2	5,0	4,8	8,9	11,4	12,0
1,0	2,6	2,0	4,1	4,9	2,8	6,5	4,6	4,3	4,4	4,2	7,6	8,4	4,6	4,4	8,2	10,4	10,7
1,5		1,4	2,9	3,6	2,0	4,9	3,2	3,1	3,5	3,2		6,5	4,1	3,3		7,3	7,4
2,0		1,1	2,2	2,8	1,5	4,0	2,7	2,7	3,5	3,2		6,3	4,1	2,6		5,6	5,9
Descarga 1		14,4		23,4	17,4	27,6	39,2	32,8	29,0	44,0	39,9	53,2	31,8	43,6	38,4	65,2	73,2
Descarga 2		8,4		11,4	13,5	14,8	14,8	22,0	23,5	31,0	20,5	25,9	25,3	34,7	30,5	31,0	44,5

***** Parâmetros determinados a partir da medição local do raio e não da medição de volume

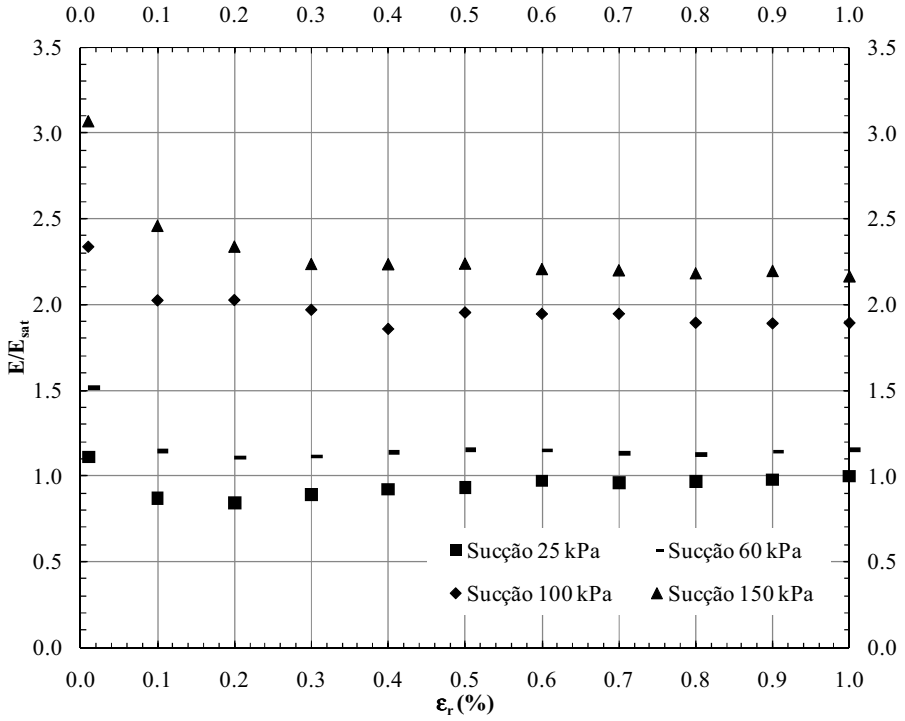


Figura 3. 54 - Relação entre o módulo de deformabilidade para os vários níveis de sucção e o módulo de deformabilidade saturado

Da Figura 3. 54 é evidente o crescimento do módulo de deformabilidade com a condição não saturada do solo. No entanto, para baixos níveis de sucção, não se notam grandes diferenças relativamente à condição não saturada, parecendo haver até uma tendência para a ocorrência de módulos de deformabilidade ligeiramente inferiores. Esta constatação pode ser o resultado da diferença de qualidade entre os provetes, situação possível dada a grande heterogeneidade dos solos residuais do granito, mas pode também estar associada a uma maior compressibilidade volumétrica na transição de um solo saturado para um solo parcialmente saturado. Efectivamente nesta mudança, os vazios do solo passam a estar preenchidos por água e ar, sendo este mais compressível. Para pequenos valores da sucção, o efeito benéfico na rigidez não compensa ainda a mudança, tanto mais que as partículas continuam muito lubrificadas, fruto do elevado teor em água do solo. Note-se que estes módulos não são puramente distorcionais, como seria o G, pelo que o efeito do coeficiente de *Poisson* está aqui integrado.

Com excepção do módulo de deformabilidade obtidos a baixas deformações, isto é, inferiores a 0,1%, a relação entre o módulo de deformabilidade para um dado nível de sucção e o mesmo parâmetro em condições saturadas, parece assumir valores muito semelhantes para os diferentes níveis de deformação. Para um dado material parece então possível estabelecer uma relação entre o módulo de deformabilidade em condições saturadas e o mesmo parâmetro para uma dada sucção, independentemente do nível de deformação a que se faz a comparação. Em face desta observação, procurou-se obter um parâmetro que ajustasse o ganho de rigidez com o nível de sucção. Na Figura 3. 55 apresenta-se a comparação desses dois parâmetros para todos os ensaios realizados, ao passo que na Figura 3. 56 se representa o ajuste realizado, considerando para cada nível de sucção a média dos valores dos vários ensaios com esse nível de sucção. Na Figura 3. 56 a) encontra-se o melhor ajuste linear, obrigando a recta a passar no ponto de ordenada igual a um, para a condição saturada. Esta última situação, apesar de lógica, não consegue apanhar o possível efeito de perda de rigidez para muito baixas sucções. Fez-se então um novo ajuste, considerando que para valores baixos de sucção no terreno não há significativa variação na rigidez, pelo que se ajustou uma recta apenas aos pontos correspondentes aos 3 valores mais elevados de sucção, tendo-se obtido o resultado que se mostra na Figura 3. 56 b).

Para a gama de tensões ensaiada o ajuste linear parece adequado, não havendo evidências claras de que um ajuste de maior ordem se adequasse melhor aos pontos obtidos. Em qualquer das situações é evidente a evolução muito significativa da rigidez em função do nível de sucção. Na hipótese associada à Figura 3. 56 a), há, relativamente à condição saturada, um aumento de 0,78% do módulo de deformabilidade por cada 1 kPa de sucção instalada no maciço. Já na aproximação correspondente à Figura 3. 56b), admite-se que até sucções de 44 kPa não há variação de rigidez mas, a partir deste ponto, o módulo de deformabilidade cresce 1,2% por cada kPa de sucção no terreno. Para o caso de uma escavação com cerca de 20 m de profundidade, isso significa que, em algumas zonas do terreno, a rigidez assumirá valores cerca de 3 vezes superiores aos de uma condição saturada.

Quando se olha para a figura que apresenta todos os ensaios, Figura 3. 55, apesar da dispersão ser notória, parece claro que, para os ensaios com níveis de sucção mais baixo, o ganho de rigidez é pequeno, podendo até haver uma perda, como já referido. Para os dois níveis de sucção superiores o ganho de rigidez é sistemático. Refira-se que, no ensaio com tensão vertical

100 *kPa* e sucção 150 *kPa,* há um valor anormalmente baixo, o que resulta de os parâmetros terem sido obtidos através da medição local, o que, pelo menos para maiores deformações, conduz a valores de rigidez menores. Por essa razão, esse resultado foi excluído das representações da Figura 3. 56.

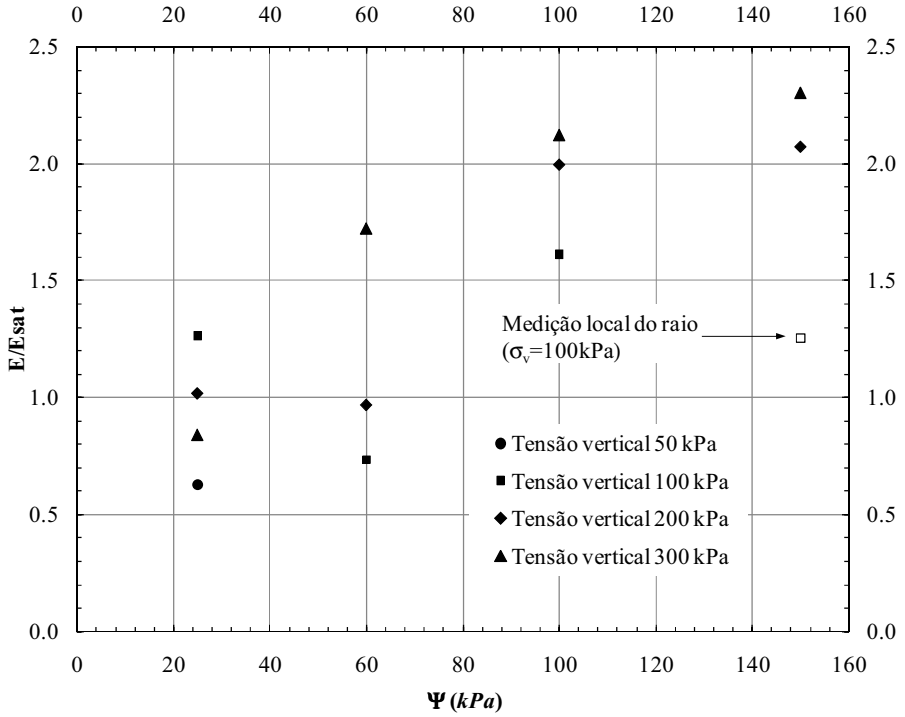
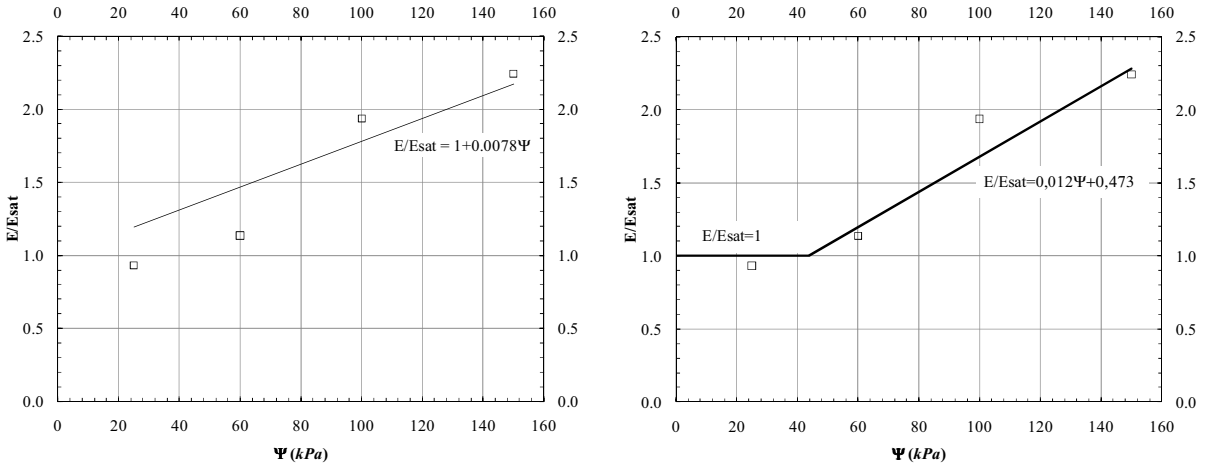


Figura 3. 55 – Variação de rigidez com o nível de sucção para todos os ensaios realizados



a) b)

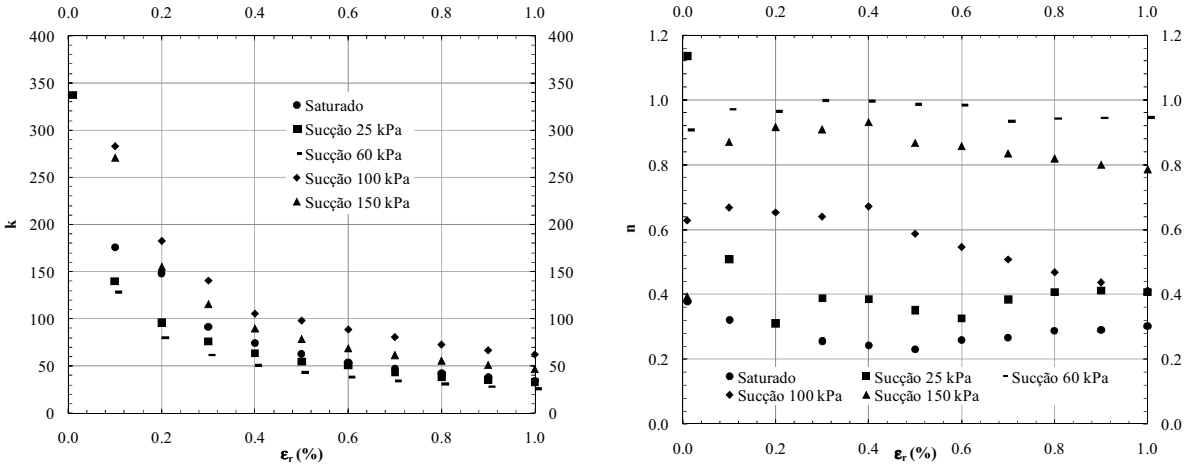
Figura 3. 56 – Variação de rigidez com o nível de sucção: a) ajuste linear obrigando a recta a passar no ponto associado à condição saturada b) ajuste bi-linear

A variação de rigidez em função da tensão de confinamento é um fenómeno conhecido e importante pelo que se procurou encontrar os parâmetros da expressão de *Janbu* que melhor se ajustassem aos resultados experimentais do solo testado. No Quadro 3. 14 apresentam-se os parâmetros k e n, da expressão de *Janbu*, associados a alguns níveis de deformação mais relevantes, para os vários níveis de sucção ensaiados.

Quadro 3. 14 – Parâmetros da expressão de *Janbu* para os vários ensaios não saturados realizados

Nível de saturação		ε_r=0,01%	ε_r=0,1%	ε_r=0,5%	ε_r=1%
Saturado	k	434,8	175,7	62,6	34,4
	n	0,38	0,32	0,23	0,30
Sucção	k	337,0	139,9	54,8	32,9
25 *kPa*	n	1,13	0,51	0,35	0,41
Sucção	k	461,4	128,4	43,2	25,9
60 *kPa*	n	0,91	0,97	0,99	0,95
Sucção	k	814,2	282,8	98,2	62,2
100 *kPa*	n	0,63	0,67	0,59	0,41
Sucção	k	1268,8	270,9	78,6	46,4
150 *kPa*	n	0,39	0,87	0,87	0,79
Média	k	**663,2**	**199,6**	**67,5**	**40,4**
	n	**0,69**	**0,67**	**0,60**	**0,57**

Dada a considerável variação dos parâmetros para os vários níveis de sucção, procurou-se perceber até que ponto esta variável poderia ter uma influência consistente sobre os valores encontrados. Na Figura 3. 57 apresenta-se a variação dos parâmetro k e n, em função da extensão radial no ensaio, para os vários níveis de sucção testados.



a) b)

Figura 3. 57 – Variação dos parâmetros da expressão de *Janbu* função do nível de deformação e da sucção do ensaio: a) parâmetro k; b) parâmetro n

Observando Figura 3. 57, e no que se refere ao parâmetro k, é notório o decréscimo em função do nível de deformação, mas este é um comportamento já conhecido. Em contrapartida, em função do nível de sucção não se descortina uma tendência clara. Como confirmação é suficiente a observação de que os valores extremos correspondem às sucções de 60 *kPa* e 100 *kPa*, valores bem no meio da gama testada.

Com a gama de valores apresentados, constituiu-se uma base importante para a definição de parâmetros a considerar na modelação numérica, indexando a variação dos parâmetros de rigidez quer à variação da tensão de confinamento quer à variação da sucção instalada no

terreno. No entanto, como todo o material ensaiado corresponde a amostras recolhidas à mesma profundidade, o estudo de laboratório não consegue reflectir a evolução das características do material em profundidade, aspecto também vital para uma adequada modelação da obra real. Essa característica tem que ser avaliada a partir de ensaios de campo, matéria a que se dedicará o próximo capítulo.

3.7.5 Variação volumétrica associada à variação da sucção

A instalação da condição não saturada em escavações obriga a um rebaixamento do nível freático, o que produz uma variação volumétrica que, no caso dos solos residuais do granito do Porto, nunca foi devidamente quantificada. O facto de os solos possuírem oscilações do nível freático cíclicas leva a pensar que essas variações não são muito importantes. No caso do presente trabalho, e tendo em mente o estudo do comportamento da estação Salgueiros, esse aspecto também não constituiu preocupação na medida em que esta obra foi executada num campo de futebol desactivado, sem grandes preocupações relativamente aos assentamentos à superfície.

No desenrolar dos ensaios, a imposição dos diferentes níveis de sucção evidenciou a existência de uma variação de volume que, apesar do afirmado no parágrafo anterior, não se pode considerar desprezável. Crê-se aliás que essa é uma temática a considerar primordialmente nas perspectivas de desenvolvimentos futuros. Em qualquer dos casos, como durante a instalação do nível de sucção pretendido se efectuava o controlo do volume, foi possível quantificar esta variável nos vários ensaios, apresentando-se no Quadro 3. 15 os valores medidos bem como o cálculo da variação volumétrica em função da variação de sucção.

Quadro 3. 15 – Variações volumétricas associadas à aplicação da sucção do ensaio

Sucção (kPa)	σ_v (kPa)	V_0 (cm^3)	ΔV (cm^3)	ε_v (%)	ε_v/sucção ($10^{-6}/kPa$)
25	200	1699,3	2,5	0,149	59,5
	300	1622,8	2,1	0,126	50,6
60	100	1594,3	6,6	0,417	69,5
	200	1743,7	6,4	0,367	61,2
	300	1626,9	6,7	0,410	68,3
100	100	1572,2	12,5	0,797	79,7
	200	1583,9	11,1	0,702	70,2
	300	1578,2	12,4	0,787	78,7
150	100	1577,5	17,5	1,108	73,9
	200	1582,1	13,4	0,849	56,6
	300	1631,2	16,4	1,005	67,0

Previamente à análise dos valores do quadro anterior, realce-se que estes devem ser olhados com especial cuidado, devido a alguns aspectos que se passa a detalhar. Em primeiro lugar, no início do ensaio, a amostra encontrava-se com um teor em água elevado mas não saturada pelo que, em rigor, não se conhece o nível de sucção instalado nesse instante. Assim, o nível de sucção do ensaio será sempre superior à gama de variação durante a fase em que se efectuou o controlo de volume, pelo que a variação apresentada pecará por defeito. Em segundo lugar, os valores apresentados referem-se aos instantes em que se iniciou a variação da pressão de ar e se

terminou essa mudança, sendo certo que se se tomasse o tempo, muito maior, para que a sucção se instalasse homogeneamente em todo o provete, as variações volumétricas seriam superiores. Em função destes dois aspectos dir-se-ia que as extensões volumétricas apresentadas podem ser encaradas como limites mínimos, embora as variações cíclicas associadas ao nível freático tendam a aumentar a rigidez do solo relativamente a este aspecto.

Apesar das condicionantes assinaladas, os valores apresentados no quadro anterior exibem uma homogeneidade muito significativa, podendo portanto servir como uma primeira referência. As extensões volumétricas por *kPa* de sucção instalada variam entre, aproximadamente, $50\times10^{-6}/kPa$ e $80\times10^{-6}/kPa$, com um valor médio de $67\times10^{-6}/kPa$. Para se perceber a importância deste valor, imagine-se uma espessura de solo com 10 *m*, em que se aumente a sucção, em termos médios, de 50 *kPa*. Por simplicidade admita-se que o coeficiente de *Poisson* do terreno é de 0,5 e que se está a falar de um estrato confinado. Nesta situação o assentamento à superfície seria de cerca de 3 *cm*, o que demonstra a possível importância do fenómeno e a necessidade de lhe dedicar atenção particular.

3.8 Resumo dos resultados

Confirmada a importância da condição não saturada pela observação do desempenho de obras reais, no presente capítulo procurou avaliar-se, através de ensaios de laboratório, o comportamento do solo residual do granito da estação Salgueiros.

Um primeiro passo passou pela determinação da curva característica do solo tendo-se para tal recorrido às técnicas das placas de sucção e do papel de filtro. Tendo presente o elevado número de ensaios triaxiais em condições não saturadas, obteve-se ainda uma curva com os resultados dos teores em água no final de cada um daqueles ensaios. Os resultados obtidos mostram uma curva aproximadamente trilinear, com os níveis mais relevantes de sucção a variarem entre cerca de 4 a 5 *kPa* e aproximadamente 500 *kPa*. Refira-se que estes são os níveis precisamente interessados pelas obras de escavação em ambiente urbano. Obteve-se ainda um conjunto de aproximações numéricas aos resultados obtidos, com base em equações propostas na bibliografia da especialidade, que, se considera, pode constituir o início de uma base de dados para os solos residuais do granito do Porto.

Sobre as amostras de blocos recolhidas, que se considera serem de muito boa qualidade, realizaram-se ensaios de corte directo, triaxiais saturados com trajectórias de tensões clássicas e de aumento da tensão lateral e, numa última fase, ensaios triaxiais em condições não saturadas, para trajectórias de alívio da tensão lateral, variando as tensões líquidas verticais entre 50 *kPa* e 300 *kPa* e os níveis de sucção instalados entre 0 *kPa*, correspondente à condição saturada, e 150 *kPa*.

Os ensaios de corte directo permitiram obter com razoável confiança o ângulo de atrito a volume constante do material, sensivelmente igual a 34^0. Permitiram ainda quantificar a dilatância do material e a sua dependência da tensão de confinamento, tendo-se provado a redução daquele parâmetro com esta tensão.

Os ensaios triaxiais em condições não saturadas conduziram à obtenção de coesões a rondar os 10 *kPa* e ângulos de atrito ao redor dos 39^0. Permitiram ainda a quantificação de parâmetros de deformabilidade para diferentes níveis de deformação e tensão e, muito relevante, a importância

das trajectórias de tensão consideradas. Os ensaios com trajectórias de aumento da tensão lateral, mantendo-se constante a tensão vertical, conduziram a valores de rigidez praticamente duplos dos obtidos nos ensaios triaxiais com trajectórias de tensão clássicas.

A realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas obrigou ao desenvolvimento de um equipamento com alguns aspectos inovadores, tendo-se, ao longo do capítulo, descrito os principais aspectos e características do equipamento desenvolvido.

Os ensaios triaxiais com imposição de sucção foram realizados com uma trajectória de alívio da tensão lateral, mantendo-se constante a tensão vertical, por ser a mais representativa das construções com recurso ao Método de Escavação Sequencial na vertical, como se provou no Capítulo 2. As tensões verticais implementadas variaram entre 50 *kPa* e 300 *kPa,* por serem as representativas das obras em análise e, de alguma forma, adequadas à profundidade de recolha das amostras. Os níveis de sucção implementados tiveram como limite superior 150 *kPa,* por se considerar ser um valor máximo representativo de uma escavação em ambiente urbano.

Os resultados obtidos provaram a importância da condição não saturada nos solos residuais do granito do Porto quer ao nível dos parâmetros resistentes quer ao nível dos parâmetros deformacionais. No que refere aos primeiros, obteve-se um ângulo de atrito com respeito à sucção de 14^0, valor com muita relevância, por exemplo, numa escavação com 20 m de profundidade. No que refere à coesão e ângulo de atrito confirmaram-se, aproximadamente, os valores dos restantes ensaios, chegando-se a valores de ϕ' a rondar os 39^0 e a coesões, um pouco mais baixas, da ordem dos 5 *kPa*. Relativamente à rigidez a influência é ainda mais marcante, tendo-se estimado um crescimento de cerca de 0,8% no módulo de deformabilidade por cada *kPa* de sucção instalada. Ainda no que concerne a este aspecto, percebeu-se que, para baixos níveis de sucção, isto é, até cerca de 40 *kPa*, a influência ao nível de rigidez é reduzida. Admitindo então a constância dos parâmetros de rigidez até estes valores, o crescimento do módulo de deformabilidade para sucções superiores a 40 *kPa*, é ainda mais relevante, atingindo cerca de 1,2% por cada *kPa* de sucção instalada.

Na parte final do capítulo identificou-se ainda a importância da sucção instalada ao nível das variações volumétricas. Para os vários ensaio realizados obteve-se uma extensão volumétrica por cada *kPa* de sucção instalada entre $50\times10^{-6}/kPa$ e $80\times10^{-6}/kPa$. Pese embora as limitações com que este parâmetro foi determinado, a identificação da sua importância claramente define um aspecto a desenvolver em investigações futuras, dando a necessária ênfase aos aspectos de variação cíclica do nível de sucção no maciço, aspecto representativo do comportamento real.

4

CARACTERIZAÇÃO *IN SITU* DOS SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO

4.1 Introdução

Como referido no capítulo inicial, o tema da dissertação resulta do emprego inovador, no âmbito do Metro do Porto, dos poços elípticos construídos pelo Método de Escavação Sequencial e, muito particularmente, da sua aplicação à estação Salgueiros. Dada a sua grande dimensão, no âmbito da caracterização geotécnica associada ao projecto de execução da estação, foi realizado um número muito significativo de ensaios *in situ*, pelo que, numa primeira fase, se apresentarão estes resultados, por forma a se ter uma percepção global do maciço interessado pela obra. Trata-se de trabalhos correntes mas que, dada a sua quantidade, permitem um tratamento mais cuidadoso e um cruzamento de resultados, o que se traduz, na opinião do autor, numa muito importante mais valia.

Numa segunda fase procura-se descrever os ensaios efectuados já no âmbito desta tese, e que tiveram como principal objectivo clarificar aspectos bem definidos relativamente ao comportamento dos solos residuais. Incluem-se dentro desses uma campanha de ensaios sísmicos entre furos, *Cross-Hole*, bem como uma série de ensaio com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge*, com o principal objectivo de obter uma boa determinação *in situ* do coeficiente de impulso em repouso. Parte dos resultados de caracterização dos solos residuais do granito do Porto foi já apresentada em duas conferência internacionais (Topa Gomes et al., 2008a; Topa Gomes et al., 2008b).

No presente trabalho o carácter não saturado dos solos residuais do granito assumiu especial importância pelo que se realizou uma instalação piloto onde se procuraram medir os níveis de sucção presentes no terreno. Trata-se de uma instalação relativamente simples mas, dado o seu carácter pioneiro, permitiu a obtenção de resultados muito interessantes e que, como tal, merecem ser discutidos no âmbito desta tese.

4.2 Ensaios *in Situ* realizados no âmbito do projecto

4.2.1 Identificação sumária dos ensaios

Dado o seu carácter inovador relativamente à forma e método de escavação, na estação Salgueiros realizou-se um número significativo de ensaios de caracterização geotécnica correntes, de forma a se obter uma boa avaliação geotécnica do maciço, para efeitos de projecto. Apesar de se tratar de ensaios correntes, sem os detalhes inerentes a um trabalho de investigação científica, o seu elevado número, quer na fase de projecto quer no âmbito desta dissertação, permite a procura de correlações entre os vários resultados, constituindo esta informação uma base de dados sobre os solos residuais do granito do Porto, elemento que por si só pode ser de muita utilidade no projecto geotécnico. Assim sendo, começa-se por apresentar a informação que decorre da caracterização geotécnica do projecto (CJC (2003), embora este não tenha sido um trabalho realizado pelo autor.

Na Figura 4. 1 apresenta-se uma planta da estação Salgueiros com a localização das sondagens efectuadas durante a fase de projecto, bem como algumas sondagens posteriores, efectuadas aquando da realização dos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge* e dos ensaios sísmicos entre furos, *Cross-Hole*. Da figura consta ainda o local onde foram recolhidos os blocos de material indeformado, para posterior realização de ensaios de laboratório.

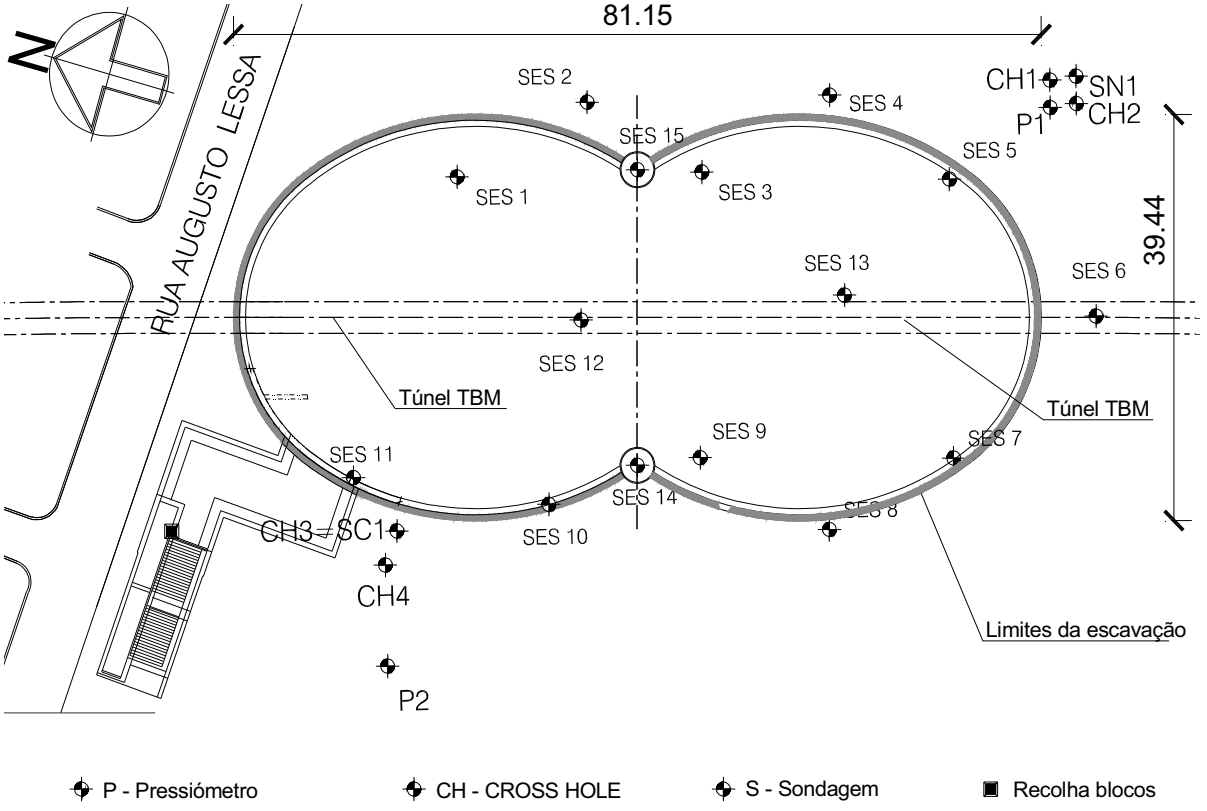


Figura 4. 1 – Planta de localização das sondagens e ensaios realizados

Como se pode ver na Figura 4. 1, realizaram-se 16 sondagens com recuperação de amostra, sendo que todas elas incluíram ensaios de penetração dinâmica (SPT), a diversas profundidades, conjugados com ensaios de permeabilidade, o que permitiu obter bons valores médios para o coeficiente de permeabilidade do terreno. Os furos associados a CH1, CH2 e CH4

foram feitos com registo de parâmetros de penetração, ou seja com diagrafia (Coelho, 2007). Foram ainda realizados alguns ensaios com o Pressiómetro de Ménard. Nos pontos que se seguem apresenta-se os resultados de cada um destes ensaios, procurando-se ainda, sempre que se considere útil, apresentar a sua correlação com parâmetros relevantes para o projecto.

No âmbito do projecto foi elaborado um primeiro zonamento geotécnico, o que serviu de base a muitos dos trabalhos posteriores. Esse zonamento será apresentado e discutido em detalhe no Capítulo 5.

4.2.2 Zonamento Geotécnico do Projecto

Nos Capítulo 5 e 6, dedicados à apresentação e análise numérica do comportamento da estação Salgueiros, será discutido, em detalhe, o zonamento geotécnico a considerar para efeitos de modelação numérica. Em qualquer dos casos crê-se útil apresentar desde já um primeiro zonamento para que fique facilitada a interpretação dos ensaios realizados. No âmbito do projecto foi elaborado um primeiro zonamento geotécnico, o que serviu de base a muitos dos trabalhos posteriores. Nas Figuras 4.2 a 4.8 apresenta-se a planta com a localização dos cortes geotécnicos que constam do projecto de execução e os próprios cortes.

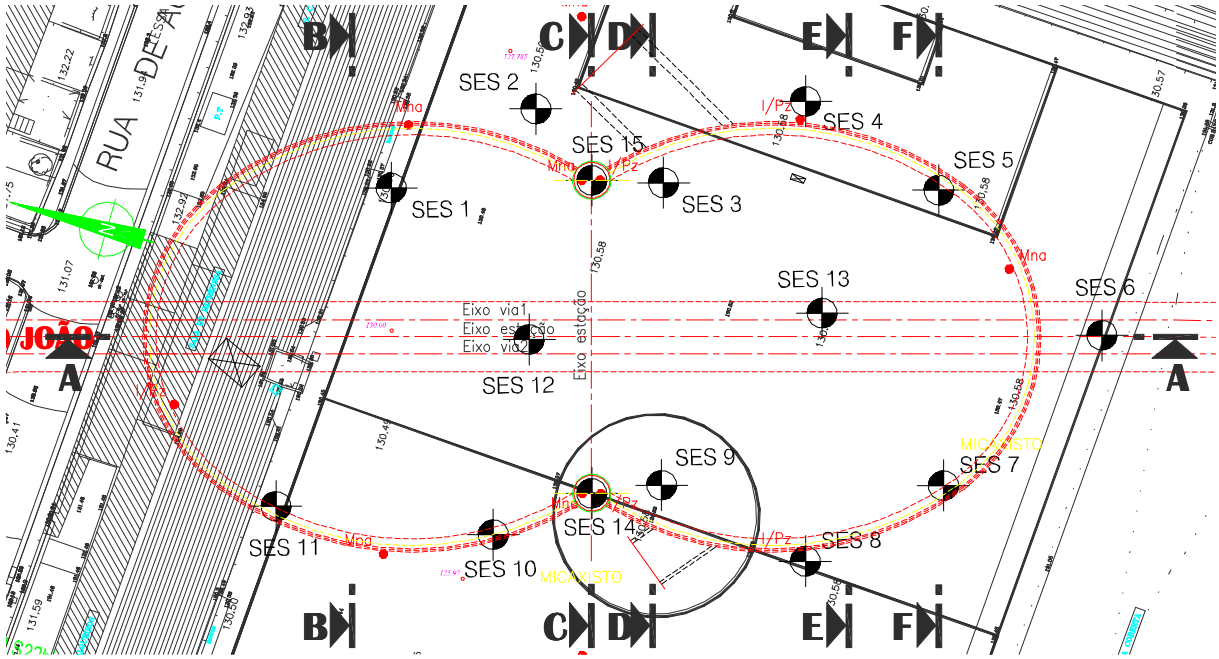


Figura 4. 2 – Planta da estação Salgueiros com localização dos cortes geotécnicos de projecto (CJC, 2003)

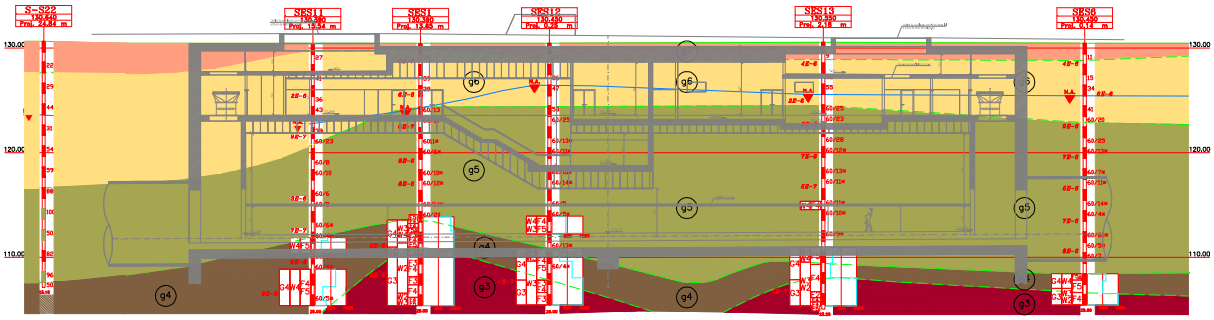


Figura 4. 3 – Corte geológico/geotécnico A-A' (CJC, 2003)

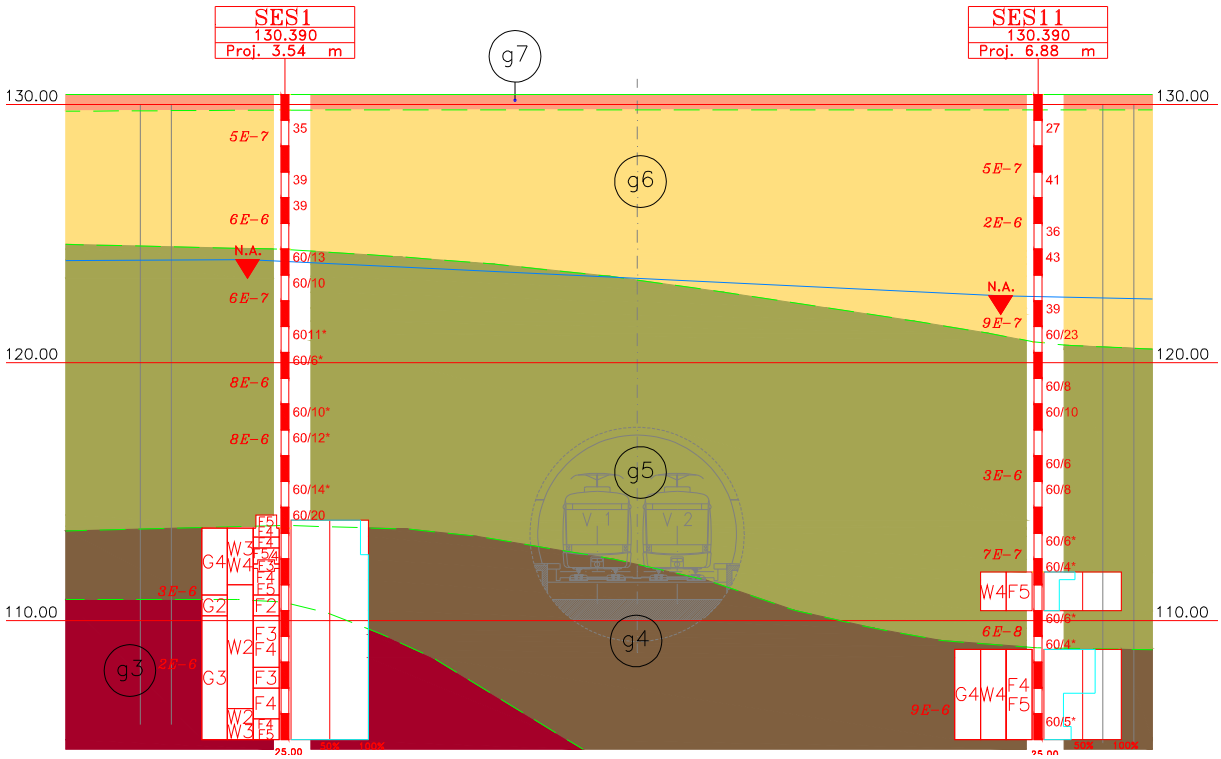


Figura 4. 4 – Corte geológico/geotécnico B-B' (CJC, 2003)

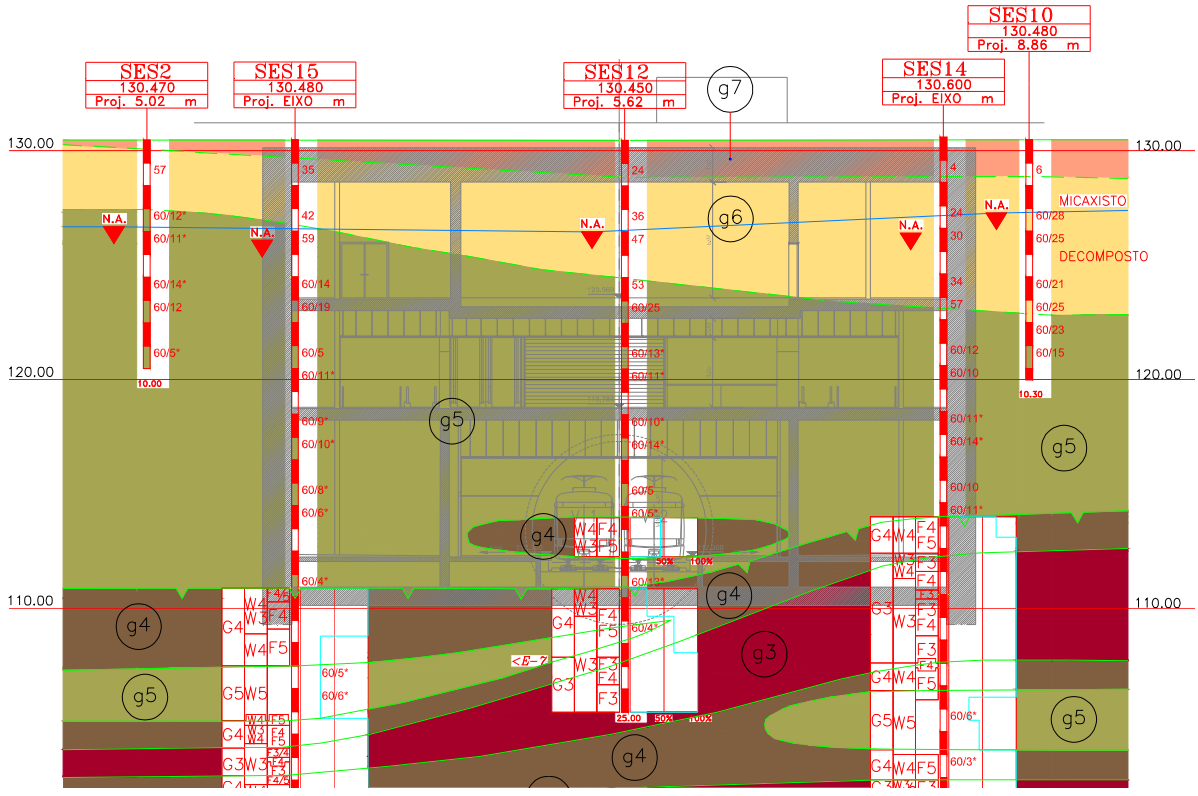


Figura 4. 5 – Corte geológico/geotécnico C-C' (CJC, 2003)

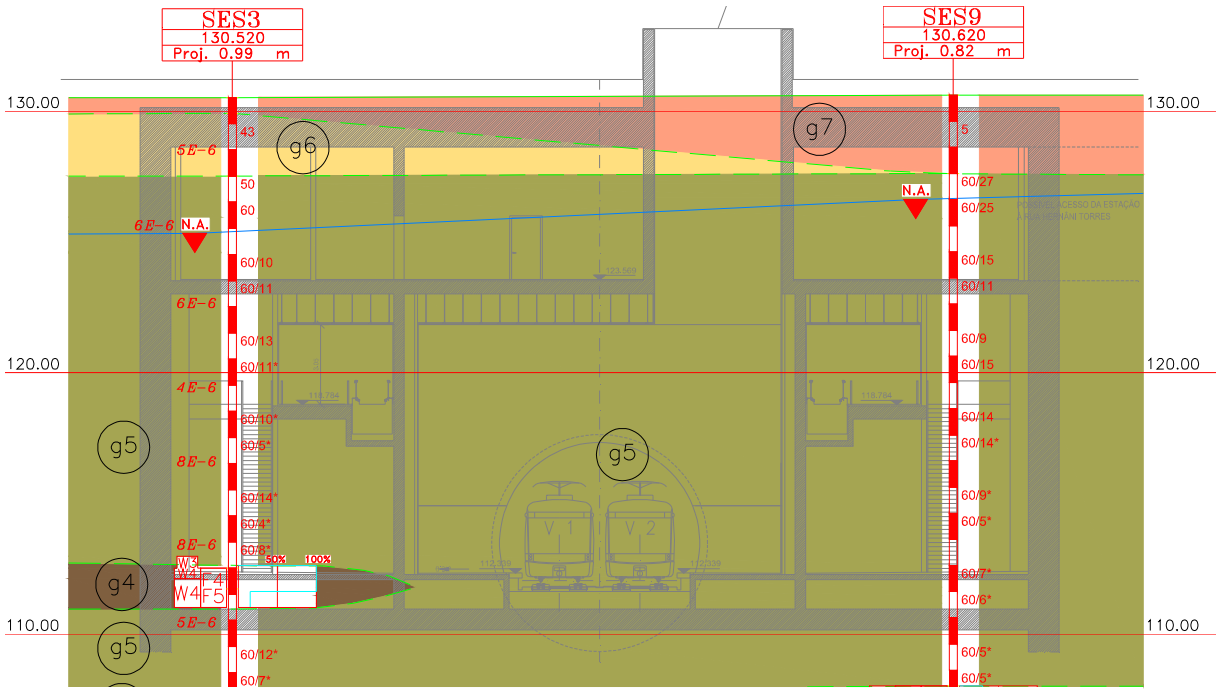


Figura 4. 6 - Corte geológico/geotécnico D-D' (CJC, 2003)

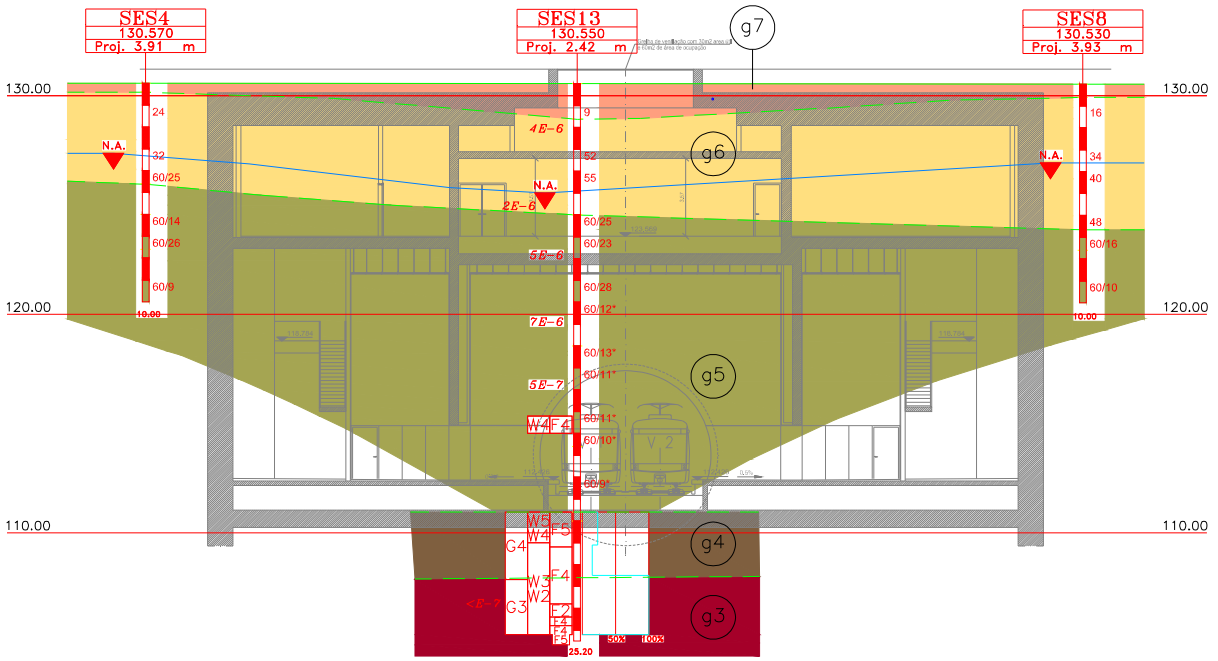


Figura 4. 7 – Corte geológico/geotécnico E-E'(CJC, 2003)

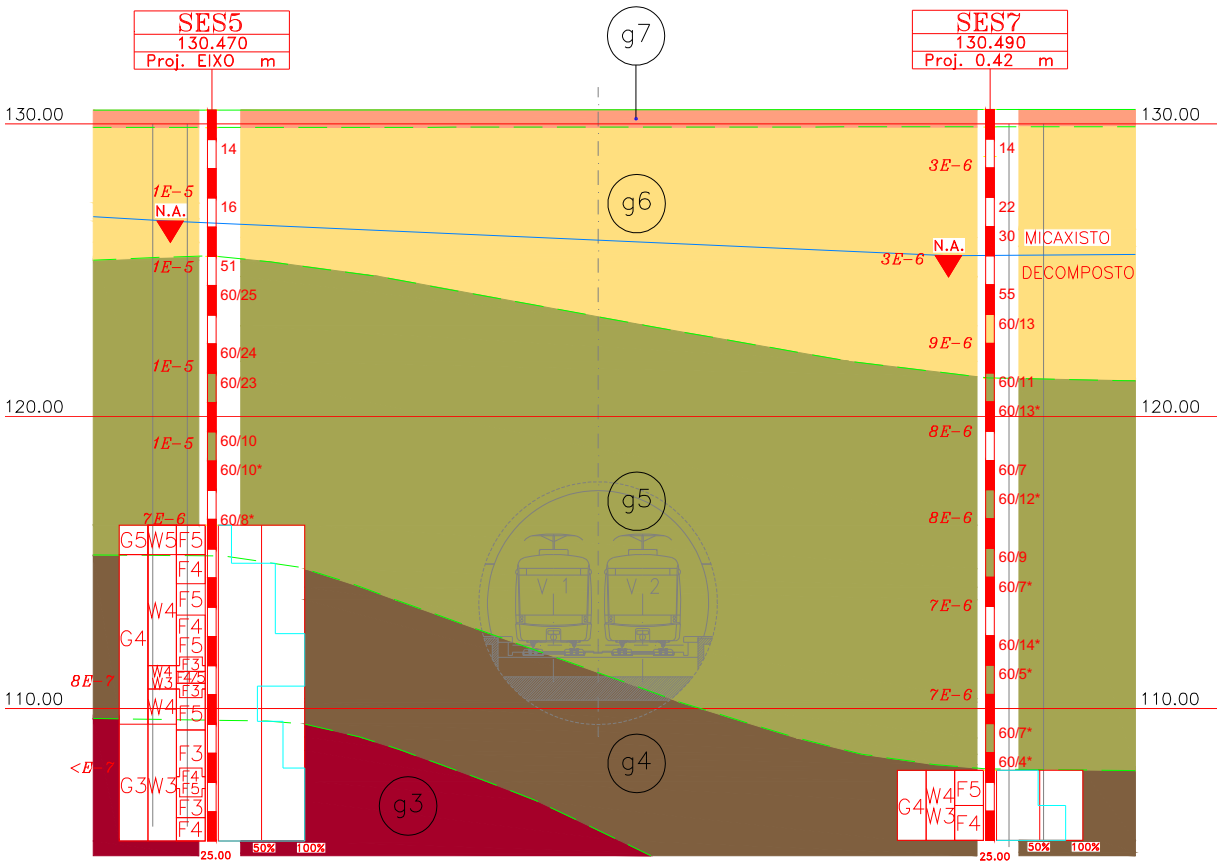


Figura 4. 8 – Corte geológico/geotécnico F-F' (CJC, 2003)

Das figuras anteriores constam, basicamente 5 unidades geotécnicas, *g3* a *g7*, cuja definição sumária, no âmbito do projecto de execução, consta do Quadro 4. 1.

Quadro 4. 1 – Definição das unidades geotécnicas no projecto de execução

Grupo Geomecânico	Grau de alteração	Grau de fracturação	Fiabilidade da correlação W-f	Distância entre descontinuidades	GSI
g1	W1	f1-f2	80-85%	d1-d2	65-85
g2	W2	f2-f3	80-85%	d2-d3	45-65
g3	W3	f3-f4	70-75%	d3-d4	30-45
g4	W4	f4-f5	65-70%	d4-d5	15-30
g5	W5	(f5)	90-95%	(d5)	(<20)
g6	W6	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
g7	A este grupo pertencem os depósitos de aterro ou aluvionares				

Do Quadro 4. 1 resulta que o critério que mais pesou na definição das unidades geotécnicas foi o grau de alteração. Contudo, olhando-se com atenção o zonamento geotécnico de projecto fica a sensação de a definição ter sido ligeiramente mais conservativa que o preconizado no Quadro 4. 1. Efectivamente, a unidade *g5* apenas foi considerada para as zonas com resultado do ensaio SPT superior a 60 pancadas, sendo que, até este resultado, os solos residuais apresentam ainda a matriz da rocha mãe correspondendo portanto a graus de alteração W5. Efectivamente, a unidade geotécnica *g6* engloba os solos residuais mais débeis, mantendo no entanto a estrutura da rocha mãe e não representando solos lateríticios, que praticamente não existem na área da estação Salgueiros.

Ainda que relativamente pouco detalhado, no zonamento geotécnico apresentado é visível que o o lado Norte possui uma possança maior de solos residuais mais alterados uma vez que a profundidade de solo com número de pancadas inferior a 60 no ensaio SPT atinge quase 20 *m.* Contudo essa zona de influência sobre a estação é relativamente reduzida. Tendencialmente, o lado Poente apresenta também uma possança maior das unidades com maiores graus de alteração. No entanto o andamento é sempre bastante errático, característica muito comum nos solos residuais do granito do Porto, levando a que sondagens relativamente próximas apresentem diferenças consideráveis.

A equipa de projecto apontou para um primeiro conjunto de propriedades geotécnicas que se apresentam, resumidamente, no Quadro 4. 2.

Quadro 4. 2 – Gama de parâmetros geotécnicos a considerar no projecto

Unidade Geotécnica		**Parâmetros Geotécnicos**			
		γ (***kN/m³***)	**c'** (***kPa***)	**ϕ'** (º)	**E** (***MPa***)
Aterro (*g7*)		17 - 20	0 - 10	25 - 30	20 - 70
Solo residual	*g6* (SPT < 50)	18 - 20	5 - 30	30 - 35	30 - 90
	g5 (SPT > 50)	19 - 21	10 - 50	35 - 38	70 - 200
Maciço Rochoso - granito médio a grosseiro, esbranquiçado ("Granito do Porto")	*g4* (W4, F4-F5)	22 - 24	80 - 150	35 - 40	200 - 600
	g3 (W3, F3-F4)	23 - 25	100 - 350	40 - 45	500 - 2000

Para efeitos de projecto, houve necessidade de considerar um modelo geotécnico mais simples, com zonamento das várias unidades tendencialmente horizontal, e com a definição clara dos parâmetros. Do Quadro 4. 3 constam os parâmetros assumidos pela equipa de projecto para o cálculo, bem como a espessura considerada para cada uma das unidade geotécnicas.

Quadro 4. 3 – Parâmetros de projecto para as várias unidades geotécnicas

Unidade	**γ** (***kN/m³***)	**ϕ'** (°)	**c'** (***kPa***)	**E** (***MPa***)	**ν**	**K_0**	**Espessura** (***m***)
g7	19	28	0	40	0,3	0,5	2,0
g6	19	32	10	45	0,3	0,5	3,0
g5	20	35	40	150	0,3	0,5	15,0
g4	21	40	100	500	0,3	0,5	15,0

Como demonstra o quadro anterior, para efeitos de projecto as propriedades foram consideradas constantes dentro de cada unidade geotécnica, ao longo de toda a sua espessura. Esta opção parece válida para as propriedades resistentes mas já não é tão robusta no que refere à caracterização em termos de deformação do maciço. Para tal contribuem factores como o confinamento e o nível de sucção instalado que produzem variações contínuas destes parâmetros em profundidade.

Em qualquer dos casos, o zonamento ora apresentado permite uma primeira percepção das características do maciço e da sua variação, quer em planta quer em termos altimétricos.

4.2.3 Ensaios SPT (Standard Penetration Test)

4.2.3.1 Apresentação dos resultados

Em todas as sondagens executaram-se ensaios SPT a distâncias intervaladas de 1,50 *m*, variando as profundidades entre os limites de 1,50 *m* e 24,0 *m*. Contudo, um número relevante de sondagens parou por volta dos 12,0 *m* de profundidade, zona onde começam a aparecer os materiais com grau de alteração próximo do W4, portanto já com características do tipo rochoso. Ao todo foram realizados 149 ensaios SPT, o que muito contribuiu para o detalhe do zonamento geotécnico.

A Figura 4. 9 apresenta um gráfico com os resultados dos ensaios SPT. Para ser possível a distinção dos materiais com base no ensaios SPT, mesmo quando o número de pancadas é superior a 60, fez-se uma extrapolação do número de pancadas, em função da penetração, sem se estabelecer qualquer limite ao número de pancadas assim obtido. Este procedimento, apesar de pouco corrente em Portugal, é corrente em alguns locais, nomeadamente em Hong Kong (Geotechnical Engineering Office (2000). Segundo o organismo governamental responsável pelos assuntos geotécnicos, os ensaios não devem ser interrompidos antes das 100 pancadas, sendo razoável o prolongar do ensaio para valores iguais ou superiores a 200 pancadas. Esta prática permite de alguma forma validar a extrapolação do número de pancadas, tendo-se optado por não estabelecer limite ao resultado obtido.

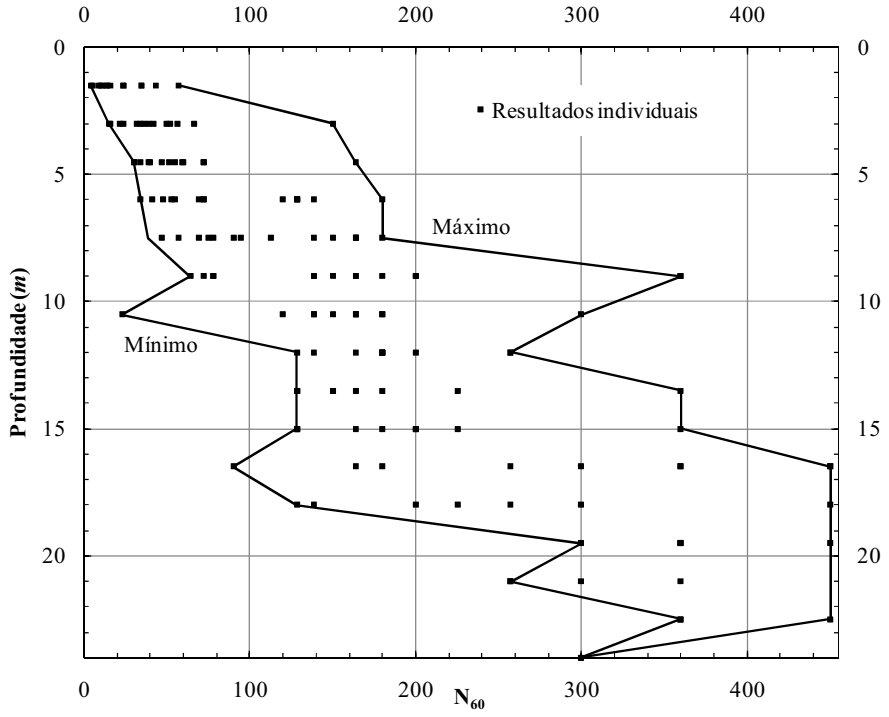


Figura 4. 9 – Resumo dos resultados dos ensaios SPT efectuados na estação Salgueiros

Apesar dos perfis geotécnicos apresentados nas Figuras 4.3 a 4.8 evidenciarem uma certa heterogeneidade entre os vários locais, não sendo a zona de implantação da estação uma área onde os limites das várias unidades geotécnicas sejam horizontais, a Figura 4. 9 permite a percepção de uma certa melhoria das características do maciço em profundidade. Também

relevante é o facto de espessura onde o número de pancadas no ensaio SPT é inferior a 60 ser relativamente reduzida, confinando-se a cerca de 10,0 *m*.

Pela discrepância de valores obtidos parece claro que alguns dos ensaios SPT foram realizados em materiais com grau de alteração W4, correspondendo já portanto a horizontes que se podem considerar do tipo rochoso. Parece interessante a tentativa de identificar um número de pancadas, ou penetração, associado à transição entre materiais tipo solo e materiais rochosos. Nesta perspectiva a grande concentração de resultados entre as 120 pancadas e as 200 pancadas, para profundidades entre os 10,0 *m* e os 18,0 *m* parece corresponder à zona de transição, isto tendo em conta a descrição efectuada nas várias sondagens. Parece então razoável admitir-se que a transição entre aqueles materiais corresponde, no caso dos solos residuais do granito do Porto, a penetrações de 10 a 12 *cm* para 60 pancadas no ensaio SPT. No âmbito desta dissertação assumir-se-á então que penetrações inferiores a 10 *cm* para 60 pancadas corresponderão portanto a horizontes com grau de alteração tipo W4.

Os resultados dos ensaios SPT são normalmente corrigidos, de forma a reduzir a influência de factores como a tensão efectiva de confinamento, o diâmetro do furo, o comprimento das varas e a energia do equipamento (De Mello, 1971; Skempton, 1986). Apresenta-se na Figura 4. 10 os mesmos resultados dos ensaios SPT, após a aplicação das correcções associadas à tensão efectiva e ao comprimento das varas. Uma vez que os ensaios foram realizados com equipamentos de *ratio* de energia de 60% e os diâmetros dos furos eram, em regra, inferiores a 115 *mm*, estas duas correcções não foram aplicadas. Neste caso limitou-se o número de pancadas máximas a 120 pela simples razão de as metodologias de interpretação do ensaio se limitarem a valores de $(N_1)_{60}$ de 60, não tendo portanto grande utilidade o uso de valores muito superiores.

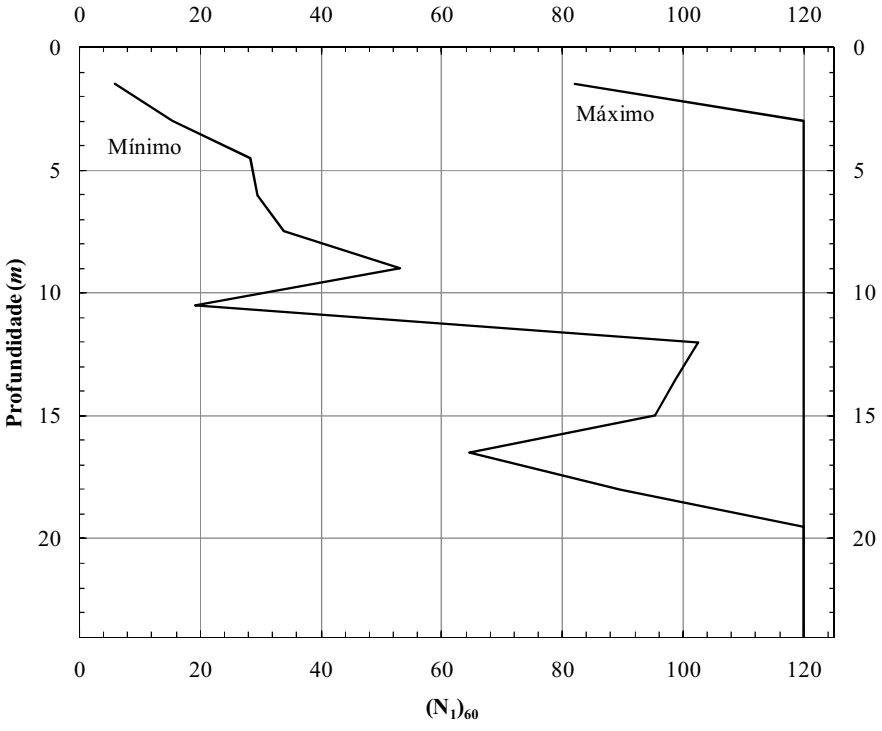


Figura 4. 10 – Resumo dos resultados dos ensaios SPT normalizados - $(N_1)_{60}$

A Figura 4. 10 mostra, quando se atenta nos valores mínimos, uma certa evolução das características do maciço em profundidade, sinal indicativo da progressiva menor alteração.

4.2.3.2 Parâmetros resistentes a partir do ensaio SPT

Sendo o ensaio SPT um ensaio apropriado para solos, a maioria das correlações dos seus resultados com parâmetros resistentes limita o número de pancadas a 60. Assim sendo procurou-se obter parâmetros relativos às características resistentes com base no SPT até profundidades da ordem dos 12,0 *m*, já que a partir daqui praticamente não surgiam resultados inferiores àquele valor.

Apesar da grande diversidade de propostas na literatura internacional, a proposta de Décourt (1989) – é a que tem colhido maior aceitação nos solos residuais do granito do Porto, tendo a sua aplicação a estes solos conduzido a ângulos de atrito típicos entre 35^0 e 41^0, com um valor médio de 38^0 (Viana da Fonseca, 2008).

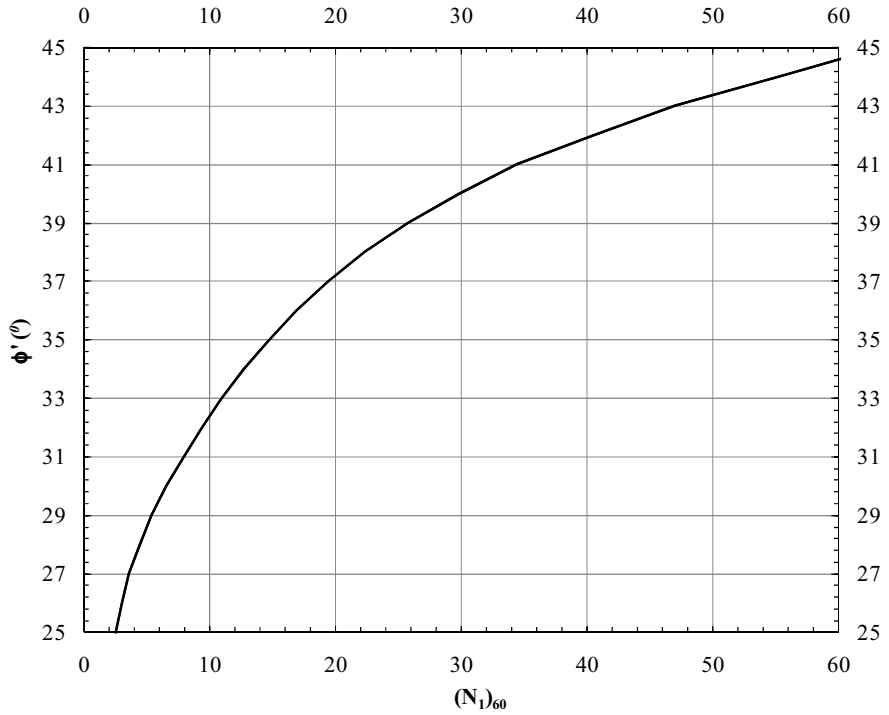


Figura 4. 11 – Correlação entre $(N_1)_{60}$ e ϕ' para areias (Décourt, 1989)

Considerando o grande número de ensaios realizados e a grande diversidade de resultados obtidos, para o caso da estação Salgueiros, a gama de variação será necessariamente muito elevada. Dir-se-á que valores entre 35^0 e 45^0 são possíveis. Em especial o valor superior sai um pouco fora dos valores usualmente obtidos nos solos residuais do granito do Porto mas tal é consequência, sobretudo, do menor grau de alteração dos solos aqui analisados. Acresce que os solos residuais do granito do Porto apresentam, normalmente, uma componente coesiva não negligenciável, parcela que é normalmente nula em areias, materiais para os quais se fundou a proposta de Décourt (1989). A Figura 4. 12 apresenta a evolução do ângulo de atrito em profundidade, obtida através da aplicação da proposta de Décourt (1989) aos resultados dos ensaios SPT, devidamente corrigidos, para cada profundidade.

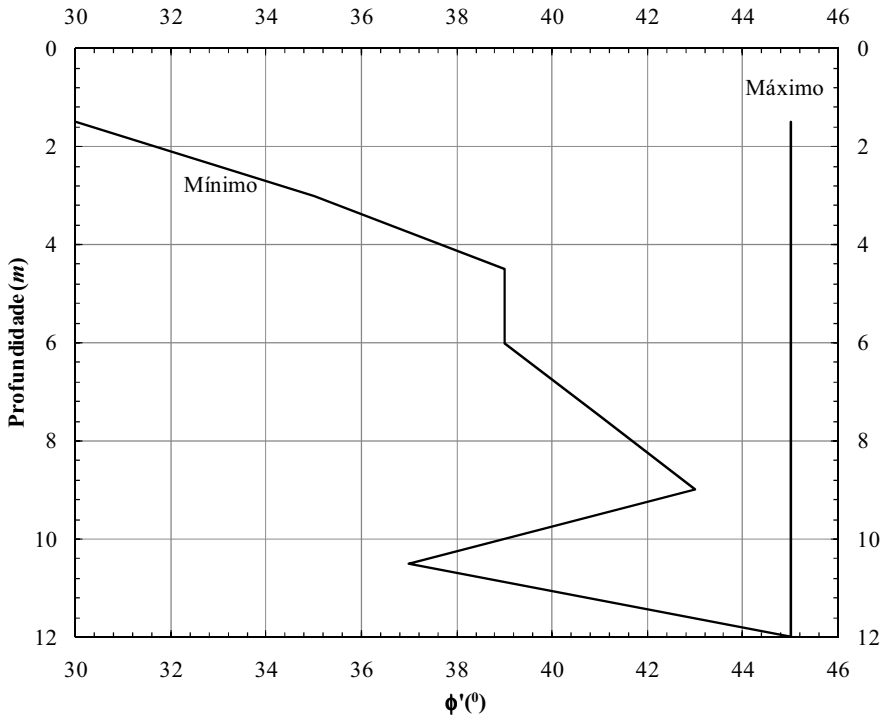


Figura 4. 12 – Evolução do ângulo de atrito em profundidade com base na proposta de Décourt (1989) para correlação com resultados dos ensaios SPT na estação Salgueiros

Em jeito de resumo, pode-se dizer serem de esperar ângulos de atrito entre os 40^0 e os 45^0. Note-se que valores ainda mais elevados se obtêm da aplicação da proposta de Mayne & Schneider (2001) – equação 4. 1 - para solos residuais areno-siltosos de Atlanta, Geórgia:

$$\phi_p^{'} = \left[15{,}4\left(N_1\right)_{60}\right]^{0{,}5} + 20 \qquad 4.\ 1$$

A aplicação desta proposta conduz sistematicamente a valores do ângulo de atrito superiores a 45^0, o que se considera excessivo.

Refira-se no entanto que as duas propostas anteriores permitem a obtenção de uma resistência quantificada apenas pelo ângulo de atrito, não entrando em consideração com a componente coesiva do material. É pois natural que os valores obtidos sejam superiores aos resultantes de ensaios de laboratório uma vez que nestes é possível a separação entre a parcela coesiva e a componente atrítica da resistência.

Um outro aspecto que merece ser discutido prende-se com o facto de o ensaio SPT, devido ao seu carácter dinâmico, destruir a estrutura cimentada do material pelo que o resultado tende a ser inferior ao obtido sobre amostras onde esta é preservada. Como a proposta de Décourt (1989) é pensada para areias, ao contrário do estudo de Mayne & Schneider (2001), que é pensado para solos residuais areno-siltosos, os valores mais elevados desta última proposta podem ser resultado da consideração desse efeito. Aliás, Viana da Fonseca (1996) sugere que o ensaio SPT pode dar um resultado mais próximo do ângulo de atrito a volume constante em consequência da destruição da matriz cimentada do material.

4.2.3.3 Parâmetros de deformabilidade a partir do ensaio SPT

Na bibliografia da especialidade encontram-se expressões que procuram derivar a rigidez inicial máxima, G_0, ou o módulo de deformabilidade para níveis de deformação pré-estabelecidos. Procurar-se-á neste ponto aplicar algumas dessas expressões aos inúmeros resultados obtidos, de forma a se obter um balizamento dos valores expectáveis para aqueles parâmetros.

O módulo de distorção de muito pequena deformação, G_0, está relacionado com o módulo de Young, E_0, através da equação:

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1+\nu)} \qquad 4.\ 2$$

Numa primeira aproximação, as expressões propostas para areias por Imai & Tonouchi (1982) (Eq. 4. 3) e Oshaki & Iwasaki (1973) (Eq. 4. 4) foram utilizadas por constituírem limites clássicos de entre as expressões apresentadas na bibliografia.

$$G_0 = 5{,}8 \cdot N_{60} \qquad 4.\ 3$$

$$G_0 = 10{,}4 \cdot N_{60}^{0,8} \qquad 4.\ 4$$

Para solos residuais, Viana da Fonseca apresentou duas propostas relativas a dois locais distintos, ambos situados na região do Porto. A equação Eq. 4. 5 refere-se a um campo experimental em Matosinhos (Viana da Fonseca, 1996) e a equação 4. 6 ao campo experimental realizado no âmbito da conferência internacional ISC'2 (Viana da Fonseca et al., 2004).

$$G_0 = 57 \cdot N_{60}^{0,2} \qquad 4.\ 5$$

$$G_0 = 63 \cdot N_{60}^{0,3} \qquad 4.\ 6$$

Na Figura 4. 18 apresenta-se a comparação dos valores obtidos através de expressões do tipo das anteriores com os resultados de G_0 medidos directamente nos ensaios *Cross-Hole*. A discussão dos resultados será apenas realizada após a apresentação dos resultados deste último ensaio.

No que se refere ao módulo de deformabilidade E, parâmetro mais comummente usado no projecto geotécnico, a maior parte das propostas existentes, pelo menos no que refere a solos residuais, são relativas a obras de fundações. Numa primeira aproximação usar-se-ão essas propostas, sendo certo que se considera ser interessante a possibilidade de se realizarem propostas alternativas tendo em mente as obras de escavações. Viana da Fonseca (2008) propôs a equação 4. 7 para fundações em que a carga de serviço se encontre dentro do intervalo de 10% a 20% da carga última. Já Décourt (1992) propôs a equação 4. 8 considerando níveis de deformação relativamente baixos, da ordem de 0,1%, valores que se podem considerar relativamente adequados para obras de escavação com contenção construída previamente à escavação.

$$E(MPa) / N_{60} = 1 \qquad 4.\ 7$$

$$E(MPa) / N_{60} = 3{,}6 \qquad 4.\ 8$$

Finalmente, refira-se ainda a proposta de Sandroni (1991) para solos residuais jovens (saprolíticos) de rochas metamórficas. Esta proposta, pensada para fundações com tensões instaladas inferiores a 200 *kPa*, apresenta a particularidade, relativamente às duas anteriores, de pressupor um crescimento exponencial do módulo de deformabilidade em função do resultado dos ensaios SPT, o que parece mais concordante com a gama de resultados habitualmente observados.

$$E(MPa) = (0{,}4 \ \ a \ \ 0{,}9)(N_{60})^{1,4} \qquad 4.\ 9$$

Adoptando as três últimas propostas e os vários resultados dos ensaios SPT até aos 12,0 *m* de profundidade, apresenta-se na Figura 4. 13 a evolução do módulo de deformabilidade em profundidade, para a gama de resultados SPT obtida *in situ*.

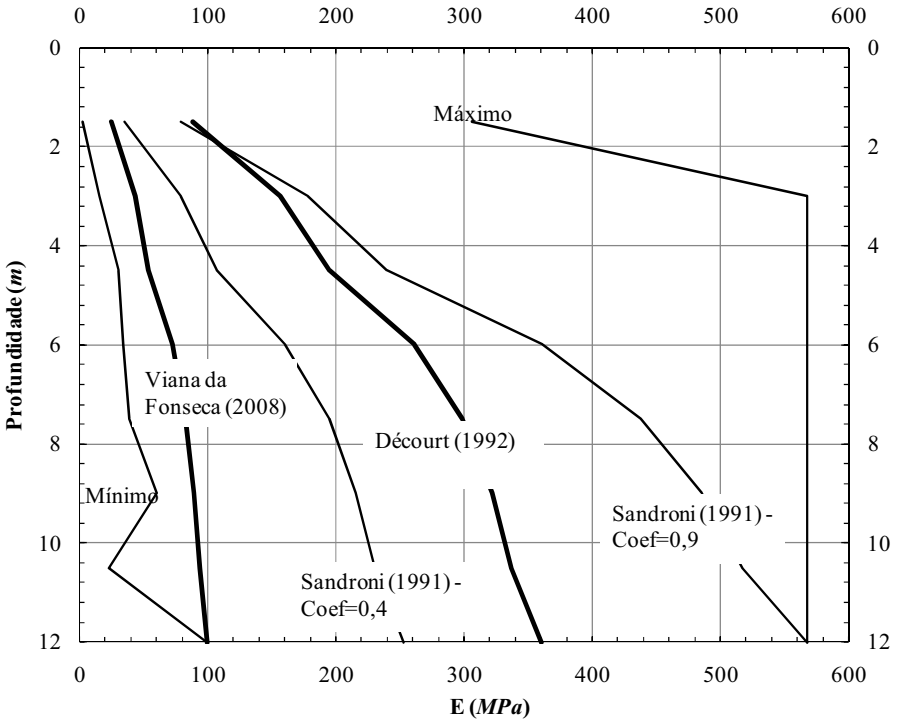


Figura 4. 13 – Evolução do módulo de deformabilidade em profundidade em função dos resultados dos ensaios SPT e correlacionando com Viana da Fonseca (2008), Décourt (1992) e Sandroni (1991)

Na figura apresenta-se, além das propostas de Décourt (1992), Sandroni (1991) e Viana da Fonseca (2008) aplicadas à média dos resultados SPT a diversas profundidades, duas linhas referentes aos valores mínimos e máximos das várias correlações. Estes valores extremos foram obtidos combinando os resultados dos diversos ensaios SPT com as várias propostas, ou seja, por exemplo, a uma dada profundidade o valor mínimo resulta do menor resultado do ensaio SPT combinado com a proposta mais conservadora. Refira-se ainda a proposta de Sandroni foi pensada para resultados do ensaio SPT até 60 pancadas, pelo que os valores máximos surgem um bocado exagerados. De qualquer das formas a figura fornece uma gama de resultados do

módulo de deformabilidade que, mesmo bastante alargada, serve para um primeiro balizamento de projecto e confrontação com outros ensaios.

Note-se que as diferenças observadas no gráfico estão também associadas ao facto de as propostas apresentadas corresponderem a diferentes níveis de deformação.

Recorde-se que a aplicação destas propostas aos valores médios fornece uma estimativa do comportamento médio mas, tendo presente a elevada heterogeneidade dos solos residuais do granito do Porto, é necessário ter particular cuidado na sua aplicação, uma vez que em zonas limitadas podem estar totalmente desajustadas.

4.2.4 Ensaios com o Pressiómetro de Ménard

Ainda durante a fase de projecto foram realizados 13 ensaios com o Pressiómetro de *Ménard*, em 3 furos de sondagens, e a profundidades variáveis entre os 2,5 *m* e os 24,0 *m*. Atendendo a que não se trata de ensaios realizados no âmbito da tese, não se tecerão muitas considerações acerca dos detalhes de execução ou do equipamento, uma vez que apenas houve acesso aos resultados. A apresentação de resultados é no entanto pertinente uma vez que avoluma o número de ensaios e poderá permitir a correlação com outras variáveis.

O Quadro 4. 4 apresenta resumidamente os principais resultados dos ensaios feitos com o Pressiómetro de *Ménard*, bem como uma breve descrição dos materiais onde foram realizados e o resultado do ensaio SPT mais próximo.

Quadro 4. 4 – Resumo dos resultados relativos ao Pressiómetro de *Ménard*

Sondagem	**Prof. (*m*)**	**Material**	**SPT**	**Pressão Limite (*MPa*)**	**Módulo Pressiométrico (*MPa*)**
S-E.S.2	2,5	Areia média a fina siltosa, micácea, cor castanha (granito decomposto*)	57	> 6,7	98.7
	5,5		60/14	> 8,4	> 99,3
	8,5		60/12	> 1,5	751.8
S-E.S.6	6	Areia média a grossa, castanha a esbranquiçada, micácea (granito decomposto*)	41	> 2,4	> 21,7
	12		60/7	> 2,1	> 36,4
	18		60/6	> 1,5	55
S-E.S.11	3	Areia média a fina siltosa, micácea, cor castanha (granito decomposto*)	41	> 4,5	47.8
	6		43	2,2	27.3
	9		39	> 1,7	23.4
	15	areia média a fina siltosa, micácea, esbranquiçada (granito decomposto*)	60/6	-1	-1
	18		60/6	> 6,6	> 186,2
	21	Granito médio a grosseiro, esbranquiçado (W4/F5)	60/4	> 6,6	> 96,3
	24		60/5	> 6,6	> 116,3

* Entende-se por granito decomposto um solo saprolítico

Os ensaios foram executados em materiais bastante heterogéneos, com valores do ensaio SPT variáveis entre 39 pancadas e a nega franca. Muitos dos resultados não apresentam valores da Pressão Limite e/ou do Módulo Pressiométrico calculados com rigor, o que sugere um menor cuidado na realização dos ensaios.

Há na literatura algumas propostas de correlação do módulo pressiométrico de *Ménard* com o módulo de deformabilidade, para alguns tipos de obras. Viana da Fonseca (2008) sugere a equação 4. 10 para a obtenção do módulo de deformabilidade a muito baixas deformações.

$$\frac{E_0(CH)}{E_m} = 20 \quad a \quad 30 \qquad 4.\ 10$$

Já relativamente aos valores de E a utilizar em projecto, a equação proposta por Ménard e Rousseau é habitualmente usada:

$$E = \frac{E_m}{\alpha} \qquad 4.\ 11$$

Viana da Fonseca et al. (2001) sugeriram que, no caso dos solos residuais e para o projecto de fundações bem dimensionadas, o valor de α igual a 0,5 conduz a resultados razoáveis. Usaram-se estas duas correlações para derivar parâmetros que possam servir de referência a uma modelação numérica da escavação, mesmo tendo reduzido controlo sobre a qualidade dos ensaios pressiométricos realizados. Apresenta-se no Quadro 4. 5 intervalos de valores para o módulo de deformabilidade a muito baixas deformações e para o módulo de *Young* com base nas duas correlações atrás apresentadas.

Quadro 4. 5 – Valores do módulo de deformabilidade tangente inicial e módulo de Young derivados a partir dos ensaios com o Pressiómetro de *Ménard*

Sondagem	**Prof. (*m*)**	**SPT**	**Módulo pressiométrico (*MPa*)**	**E_0 (MPa)**		**E (*MPa*)**
				Min	**Max**	
S-E.S.2	2,5	57	98,7	1974	2961	197
	5,5	60/14*	> 99,3	1986	2979	199
	8,5	60/12	751,8	15036	22554	1504
S-E.S.6	6	41	> 21,7	434	651	43
	12	60/7*	> 36,4	728	1092	73
	18	60/6*	55	1100	1650	110
S-E.S.11	3	41	47,8	956	1434	96
	6	43	27,3	546	819	55
	9	39	23,4	468	702	47
	18	60/6*	> 186,2	3724	5586	372
	21	60/4*	> 96,3	1926	2889	193
	24	60/5*	> 116,3	2326	3489	233

O quadro anterior evidencia uma grande variação dos módulos de deformabilidade, entrando-se frequentemente em gamas de valores pouco usuais nos solos residuais do granito. Outro aspecto a referir é que, ao contrário do que aconteceu com os ensaios SPT, os resultados não evidenciam um padrão de evolução em profundidade.

Em qualquer dos casos, olhando apenas para os 4 ensaios correspondentes à zona com número de pancadas SPT mais baixas, variáveis entre 39 e 43, e considerando um coeficiente de *Poisson* de 0,2, valor que se pode considerar apropriado para muito baixas deformações, obtêm-se valores de G_0 entre 180 *MPa* e 398 *MPa*, caso se use o limite inferior da equação 4.

10, e entre 271 *MPa* e 597 *MPa*, caso se use o limite superior. Estes resultados, correspondentes a profundidades compreendidas entre os 3,0 *m* e os 9,0 *m,* não estão muito desfasados dos resultados medidos nos ensaios sísmicos entre furos, em que os valores de G_0 variaram, para aqueles horizontes, entre os 121,0 *MPa* e os 340,0 *MPa.* Parece aliás que o limite inferior da equação 4. 10 é mais apropriado ao material ensaiado.

4.2.5 Permeabilidade do maciço

A obra analisada foi escavada em condições não saturadas devido ao rebaixamento do nível freático, efectuado previamente à escavação. Acresce ainda que, durante a escavação, se colocaram drenos pouco profundos, como processo de garantir que, na zona adjacente ao suporte, o maciço se encontrasse drenado, conseguindo-se assim um ganho de resistência e rigidez. Percebe-se, em face das precauções agora mencionadas relativamente ao nível freático e do facto de os problemas de solos não saturados serem acoplados, isto é, com interacção entre os comportamentos hidráulico e mecânico, a importância de se caracterizar a permeabilidade do terreno.

Ainda durante a fase da obra, aquando da realização das sondagens para caracterização geotécnica, fizeram-se alguns ensaios tipo *Lugeon* e um número significativo de ensaios tipo *Lefranc.* Este último é o ensaio mais apropriado para caracterização da permeabilidade em solos pelo que, como no presente trabalho se devotou atenção aos solos residuais do granito, se procura apresentar, no que se segue, os resultados mais significativos destes ensaios.

Ao todo, na área da estação realizaram-se 52 ensaios tipo *Lefranc*, a profundidades variáveis entre os 2,5 *m* e os 24,5 *m*, cujos resultados se apresentam na Figura 4. 14. A linha desenhada corresponde à média dos resultados a cada profundidade.

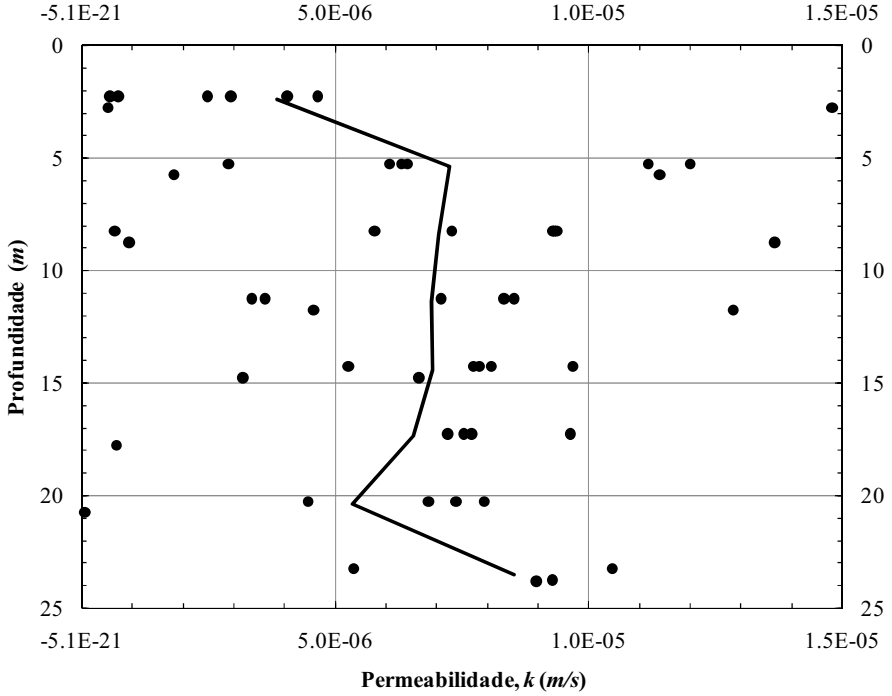


Figura 4. 14 – Resultados dos ensaios de permeabilidade tipo *Lefranc*

Para facilitar a interpretação, mostra-se no Quadro 4. 6 o valor do coeficiente de permeabilidade média em cada uma das sondagens ao passo que, no Quadro 4. 7, se apresentam os coeficientes de permeabilidade médios às diversas profundidades Neste quadro agruparam-se os resultados dos ensaios a menos de 0,5 m de distância entre si.

Quadro 4. 6 – Valores dos coeficientes de permeabilidade médios em cada uma das sondagens

Sondagem	**k** ($\mathbf{x10^{-6}}$ ***m/s***)
SES-1	4,7
SES-2	7,3
SES-3	5,7
SES-5	11,9
SES-6	6,8
SES-7	7,1
SES-9	7,5
SES-11	2,6

Quadro 4. 7 - Valores dos coeficientes de permeabilidade médios às diversas profundidades

Profundidade (***m***)	**k** ($\mathbf{x10^{-6}}$ ***m/s***)
2,4	3,8
5,4	7,3
8,4	7,0
11,4	6,9
14,4	6,9
17,4	6,5
20,4	5,3
23,5	8,5

É sabido que o coeficiente de permeabilidade dos solos é, porventura, de entre as propriedades geotécnicas aquela cuja variabilidade é mais ampla (Matos Fernandes, 2006). Com este dado em mente, pode-se afirmar que a variação observada, no caso presente, é razoavelmente reduzida. O coeficiente de permeabilidade médio, k, é de $6{,}5\times10^{-6}$ m/s, com valores máximo e mínimo de 15 e $0{,}5\times10^{-6}$ m/s, respectivamente (note-se que há apenas um valor claramente discrepante, igual a $0{,}06\times10^{-6}$ m/s). A Figura 4. 14 mostra ainda que, pese embora alguns valores fora deste intervalo, a grande maioria das medições se situa entre 1×10^{-6} m/s e 1×10^{-5} m/s, o que se pode considerar um intervalo bastante apertado para a variável em causa.

Um outro aspecto importante que resulta da análise dos elementos anteriores é que, nem em profundidade, nem em planta – resultados das várias sondagens – se verificam variações muito significativas ou tendências de variação. Desta observação resulta que, para efeitos de modelação numérica, o valor médio aqui obtido será porventura um valor representativo, pelo que, nos capítulos posteriores se assumirá que o valor mais representativo da permeabilidade do maciço é $6{,}5\times10^{-6}$ m/s.

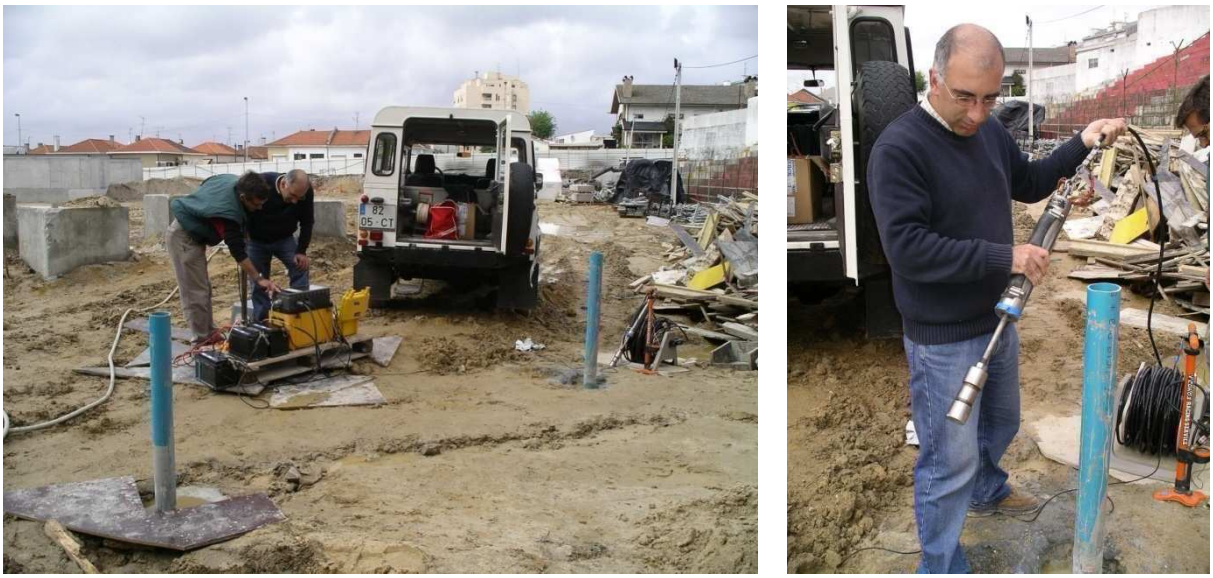
Também importante é ter uma ordem de grandeza dos limites de variação desta variável. Assumir-se-á que os coeficientes de permeabilidade mínimo e máximo valem, respectivamente, 1×10^{-6} *m/s* e 1×10^{-5} *m/s***.** Dos 52 ensaios efectuados há 14 resultados fora deste intervalo, sendo 7 abaixo e 7 acima.

4. 3 Ensaios *Cross-Hole*

Os ensaios *Cross-Hole*, na medida em que estão associados à medição de velocidades a níveis de deformação muito baixos, são um processo muito fiável para determinação do módulo de distorção para muito pequena deformação, G_0. A sua importância resulta de permitir a determinação de parâmetros de deformabilidade sem qualquer perturbação da amostra, reflectindo portanto as reais propriedades que o maciço possui *in situ.*

Na estação Salgueiros escolheram-se dois locais para se realizarem ensaios *Cross-Hole*, situados em posições diametralmente opostas (ver Figura 4. 1). Os ensaios atingiram a profundidade de 25,0 *m* registando-se as velocidades a cada 1,5 *m* de profundidade. De forma a garantir uma boa qualidade na aquisição do sinal, os furos foram posicionados com uma distância de 3,5 *m* entre si. No lado Norte dois furos, designados por CH3 e CH4, foram abertos a cerca de 2,0 *m* do suporte, enquanto que, no lado Sul, os furos, CH1 e CH2, foram executados a cerca de 15,0 *m* do suporte. Esta diferença de posicionamento tinha como intenção analisar possíveis diferenças de comportamento em função da maior ou menor proximidade à escavação. Contudo, dada a intensa variação das características dos solos residuais do granito do Porto, tal pretensão não pôde minimamente ser satisfeita.

A Figura 4. 15 apresenta duas fotografias relativas à realização dos ensaios sísmicos entre furos. Frise-se que, como estes ensaios foram realizados já no âmbito desta dissertação, a estação já estava completamente terminada e o sistema de metro ligeiro do Porto em funcionamento nesta linha.



a) b)

Figura 4. 15 – Execução dos ensaios sísmicos entre furos: a) aspecto geral do equipamento e do local de realização dos ensaios; b) pormenor da introdução do martelo sísmico no furo

A Figura 4. 16 apresenta os resultados obtidos nos dois locais, sendo que a figura a) apresenta os valores das velocidades directamente medidos nos ensaios, ao passo que a figura b) apresenta já os valores dos módulos de distorção para muito pequenas deformações, G_0, obtidos pela seguinte equação da teoria da elasticidade:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \qquad 4.\ 12$$

em que ρ representa a massa volúmica e V_s a velocidade medida entre furos, a diversas profundidades. Para o cálculo de G_0 assumiu-se para o solo um peso volúmico de 18,0 kN/m^3, uniforme ao longo de toda a altura. É sabido que o peso volúmico varia em função do grau de saturação e do maior ou menor grau de alteração da rocha mas crê-se que, com este valor, se obtém uma estimativa bastante fiável sem complicar excessivamente a interpretação.

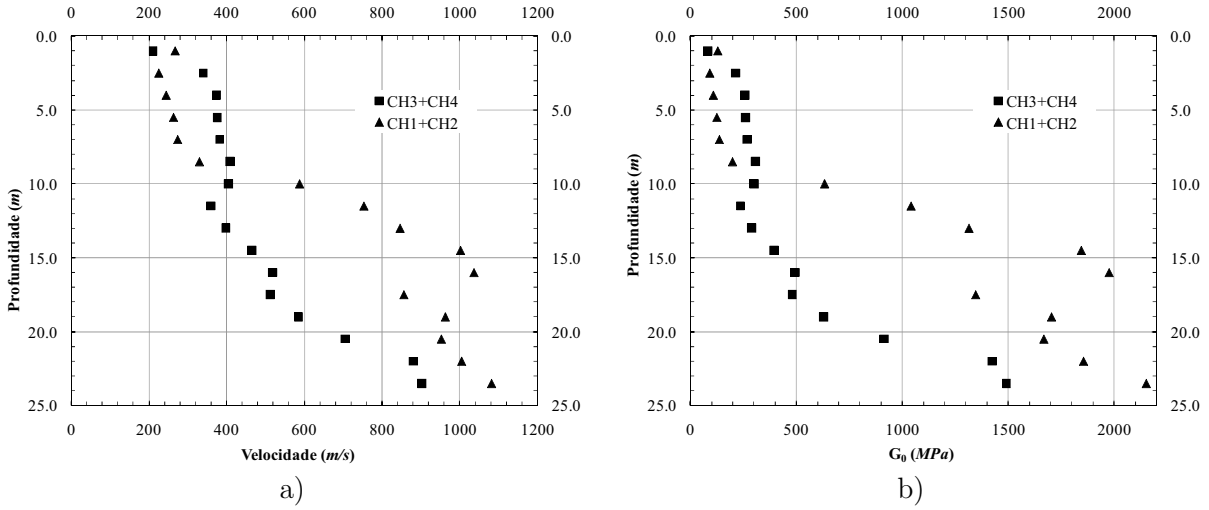


Figura 4. 16 – Resultados obtidos no ensaio sísmicos entre furos: a) velocidades medidas; b) módulo de distorção, G_0

A Figura 4. 16 mostra, por um lado, a distinta transição de materiais para profundidades superiores a 12,0 m, havendo um claro crescimento das velocidades abaixo desta profundidade. Outro aspecto que resulta da figura é a relativa heterogeneidade existente entre os dois furos, com resultados significativamente diferentes para algumas profundidades.

As velocidades determinadas para as maiores profundidades rondam os 1000 m/s, valores já bastantes altos e indicativos de materiais rochosos, mas muito distantes das velocidades típicas de granitos sãos – V_s=2500 m/s a 5000 m/s (Viana da Fonseca, 1996).

Mesmo tendo presente a dimensão em planta da obra estudada e o facto de se terem realizado ensaios sísmicos entre furos em apenas dois pontos, parece interessante a comparação dos valores medidos com valores obtidos por correlação com resultados de outros ensaios, nomeadamente com os resultados do ensaio SPT. Tal utilidade reside, numa primeira aproximação, na validação de propostas existentes na bibliografia e, em regra, aplicáveis a materiais distintos dos aqui estudados. Numa fase ulterior, pode-se estimar valores para o módulo de distorção a baixas deformações com base no elevado número de ensaios SPT realizados.

Viana da Fonseca (2008) apresenta uma lista bastante exaustiva das correlações com ensaios SPT e discute da sua adaptabilidade a solos residuais do granito do Porto. Algumas dessas correlações foram já testadas no trabalho Topa Gomes et al. (2008b), apresentando-se de qualquer dos modos uma descrição e aplicação aos resultados de outros ensaios ao longo do presente ponto.

Numa primeira aproximação, procurou-se uma correlação para os solos residuais de Salgueiros relacionando os dados do *Cross-Hole* CH1-CH2 com a sondagem *SES 5* e os dados da sondagem *SES 11* e *SC1* com o *Cross-Hole* CH3-CH4. Procurou-se uma expressão do tipo constante a multiplicar pelo número de pancadas do ensaio SPT elevado a um determinado expoente. Esse ajuste foi realizado por dois processos distintos: minimizando o somatório dos desvios, em valor absoluto; minimizando o somatório dos desvios quadrados. A Figura 4. 17 apresenta o ajuste conseguido utilizando as duas metodologias referidas.

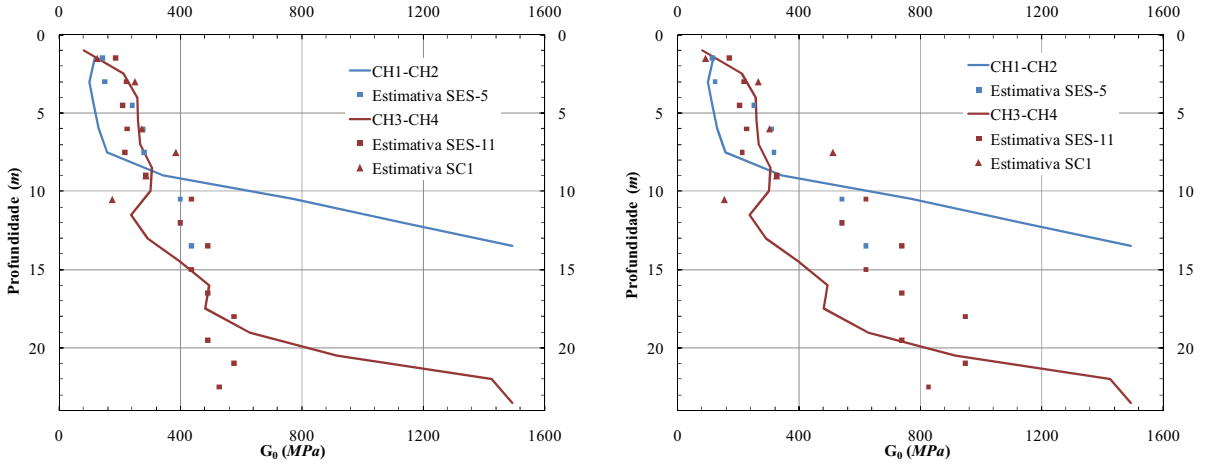


Figura 4. 17 – Valores de G_0 obtidos a partir dos resultados dos ensaios SPT: a) minimização da soma dos desvios, em valor absoluto; b) minimização da soma dos desvios quadrados

As equações que representam o ajuste apresentado na Figura 4. 17 são, respectivamente para as figuras a) e b), as seguintes:

$$G_0 = 50 \cdot N_{60}^{0,40} \qquad 4.\ 13$$

$$G_0 = 23 \cdot N_{60}^{0,61} \qquad 4.\ 14$$

O método dos mínimos quadrados "pesa mais" as previsões mais afastadas dos resultados reais ao elevar o erro ao quadrado. No caso dos ensaios agora analisados essa discrepância entre a previsão e o resultado real pode, de algum modo, ser consequência da variação assistemática dos solos residuais do granito. Nesse cenário seria impossível obter-se uma previsão pelo que se considera não fazer sentido pesar esse resultado ainda mais, ao se quadrar o desvio. Nesta perspectiva parece mais adequada a metodologia em que se minimiza o somatório dos erros em valor absoluto, pelo que será a metodologia adoptada nas aproximações seguintes.

Da Figura 4. 17 é possível observar que a primeira metodologia, em que se minimiza apenas a soma dos desvios absolutos, parece ajustar melhor os resultados com número de pancadas no

ensaio SPT inferiores a 100, sendo completamente desajustada para a previsão de G_0 nos solos mais resistentes. Mesmo a segunda metodologia parece incapaz de prever adequadamente os resultados de G_0 em solos mais competentes, isto é, com um número de pancadas no ensaio SPT superiores a 150.

Um aspecto interessante de ser analisado prende-se com o número de pancadas no ensaio SPT para as profundidades a que o ensaio *Cross-Hole* registou um claro crescimento de G_0, sinal indicativo da transição para materiais rochosos. No ensaio CH1-CH2 a transição dos valores de G_0 ocorre abaixo dos 10,0 m, tendo-se, as estas profundidades, realizados 3 ensaios SPT que registaram penetrações variáveis entre os 8,0 cm e os 10,0 cm. Já no ensaio CH3-CH4 a transição ocorre a maiores profundidades, por volta dos 19,0 m, havendo 3 ensaios com penetrações de cerca de 5 cm. Note-se no entanto que neste caso os ensaios SPT são mais distantes dos locais de realização do *Cross-Hole*, pelo que a confiança na correlação é menor. Em face destes valores mantém-se a sugestão de que a transição entre os solos residuais, com grau de alteração W5, e os materiais já rochosos mas muito alterados, W4, deve ocorrer para uma penetração da ordem dos 10 cm, o que corresponde a um número de pancadas, extrapoladas, no ensaio SPT de 180.

Face à transição descrita no parágrafo anterior, procurou-se ainda um novo ajuste mas considerando apenas os resultados do ensaio SPT inferiores a 180 pancadas, ou seja, considerando apenas os resultados naquilo que se julga ser solo residual. Esta iteração surge devido à dificuldade em ajustar os valores de G_0 para os materiais do tipo rochoso, como evidenciam os resultados da Figura 4. 17.

A Figura 4. 18 apresenta, apenas até aos 12,0 m de profundidade, o melhor ajuste para a determinação dos valores do módulo de distorção, G_0, a partir dos resultados dos ensaios SPT. Esse ajuste foi realizado minimizando a soma dos desvios absolutos. A equação associada a esse ajuste é apresentada em 4. 15.

$$G_0 = 52 \cdot N_{60}^{0,38} \qquad 4.\ 15$$

A previsão efectuada assume alguma concordância sendo certo que um ajuste muito melhor seria quase impossível dada a grande variabilidade dos solos residuais do granito do Porto. Em qualquer dos casos parece evidente que os ensaios CH3-CH4 são razoavelmente ajustados enquanto as previsões para CH1-CH2 parecem bastantes desajustadas dos valores reais. Tal comportamento pode de alguma forma resultar de a distância entre estes furos e a sondagem SES-5 ser mais elevada do que nos outros furos. Em qualquer dos casos a variação quase errática dos solos residuais do granito do Porto é comprovada, por exemplo, pela diferença de resultados associada às sondagens SES-11 e SC1, localizadas a menos de uma dezena de metros.

Procurou-se ainda um ajuste de resultados a cada uma das localizações dos ensaios *Cross-Hole*, individualmente, o que permite definir com maior confiança intervalos de valores mínimos e máximos para G_0, caso se pretenda usar a informação resultante dos ensaios SPT. A Figura 4. 19 mostra os ajustes conseguidos e as equações de ajuste para os furos CH1-CH2 e CH3-CH4 apresentam-se, respectivamente, nas equações 4. 16 e 4. 17.

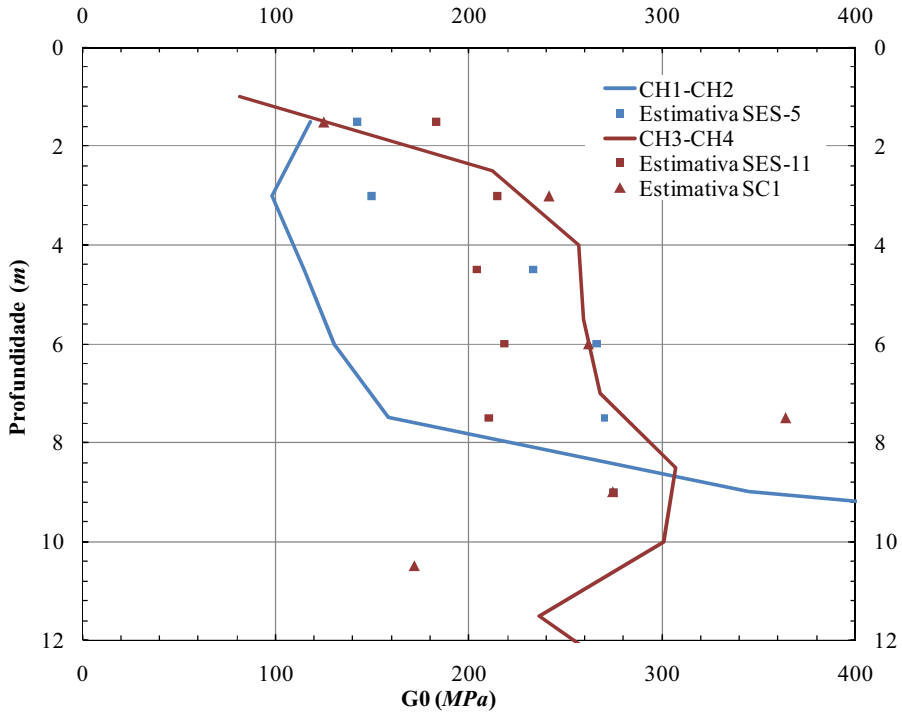


Figura 4. 18 – Valores de G_0 derivados a partir dos resultados dos ensaios SPT e sua comparação com os resultados dos ensaios sísmicos entre furos – ajuste global (Eq. 4.15)

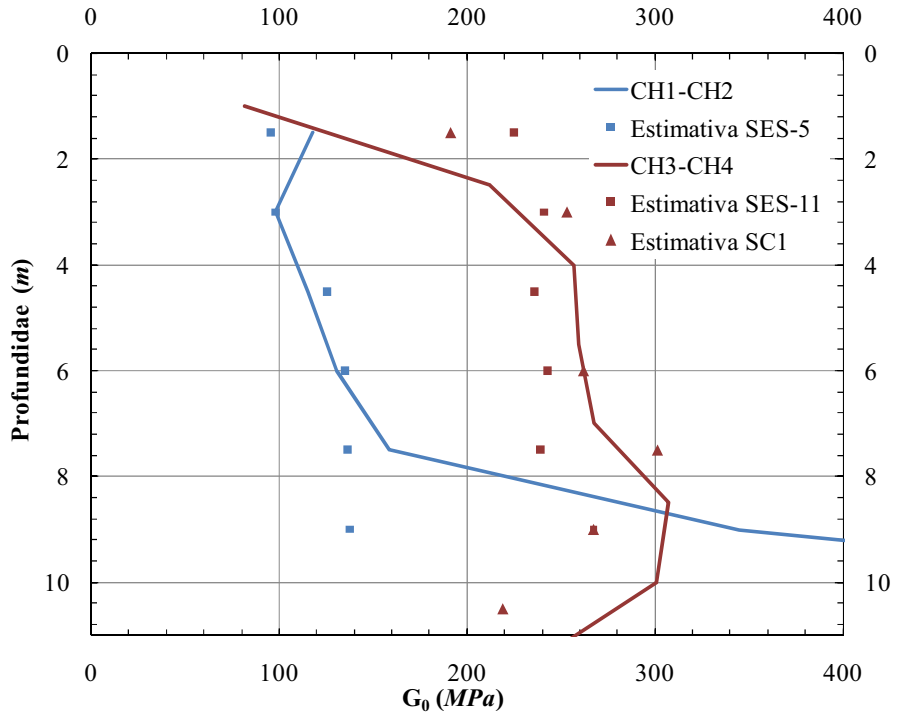


Figura 4. 19 – Valores de G_0 derivados a partir dos resultados dos ensaios SPT e sua comparação com os resultados dos ensaios sísmicos entre furos – ajuste individual a cada uma das localizações (Eq. 4.16 – CH1-CH2; Eq. 4.17 – CH3-CH4)

$$G_0 = 54 \cdot N_{60}^{0,21} \qquad 4.\ 16$$

$$G_0 = 132 \cdot N_{60}^{0,16} \qquad 4.\ 17$$

Os ajustes apresentados pela Figura 4. 19 são agora bastante mais concordantes se bem que, no que refere aos furos CH3-CH4 parece quase não haver influência da profundidade, o que se pode considerar um resultado relativamente anómalo. Aliás a análise da Figura 4. 9, que contém todos os resultados dos ensaios SPT, mostra uma clara evolução do maciço em profundidade, aspecto que não é de maneira alguma tão vincado nos resultados dos ensaios *Cross-Hole.*

A observação apresentada atrás leva a considerar a hipótese de os efeitos da sucção previamente instalada no maciço não serem totalmente apagados da memória de rigidez do maciço, isto é, o facto de ser rebaixado o nível freático cerca de 20 m durante a construção da obra aumentou a rigidez do maciço, não tendo havido recuperação total após a reposição do nível freático para a posição original. O rebaixar do nível freático cria um adensamento do solo que, em condições normais de deve manter mesmo que se reponha o nível freático na posição inicial. Os aspectos da sucção instalada no momento do ensaio são mais complexos mas podem preservar-se na memória do solo. Será então legítimo admitir-se que os ensaios *Cross-Hole* reflectem uma parte da rigidez associada ao nível máximo de sucção previamente instalada. Já no que refere aos ensaios SPT essa diferença não deve existir pois, sendo ensaios destrutivos, não reflectem as questões da memória do maciço.

Procurou-se então uma correlação em que se corrigiu a rigidez obtida nos ensaios *Cross-Hole* em função do nível de sucção máximo previamente instalado no terreno. Para tal considerou-se o ganho de rigidez quantificado através dos ensaios de laboratório e que o rebaixamento do nível freático tinha sido de, sensivelmente, 20 m mas os resultados obtidos assumiam valores pouco razoáveis.

A tentativa de se obter valores de G_0 a partir do ensaio SPT revelou-se difícil, sendo as tentativas de correlação obtidas muito dispersas, muito devido ao pequeno número de ensaios *Cross-Hole* existentes. Em qualquer dos casos, as correlações apresentadas podem servir para obter gamas plausíveis de módulos de distorção em alguns dos pontos do maciço dado o número muito significativo de sondagens com ensaios SPT.

4.4 Realização de Ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge*

4.4.1 Localização e características dos ensaios

O Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge* constitui provavelmente o único processo fiável para determinar o coeficiente de impulso em repouso de um terreno, K_0. Este parâmetro, de importância fundamental no comportamento dos solos, assume ainda maior relevância nas obras de escavação na medida em que influencia directamente o alívio de tensões, tendo portanto elevadas repercussões no dimensionamento estrutural de uma determinada obra. Acresce que, nos solos residuais do granito do Porto, apenas se tinha realizado uma única vez este tipo de ensaios (Viana da Fonseca, 1996), o que é o mesmo que dizer que a medição de K_0

in situ tinha sido realizada uma única vez. No presente trabalho estava-se perante um conjunto de circunstâncias onde se tornava mandatório a realização de ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge (SBP).*

Escolheram-se então dois locais, P1 e P2 na Figura 4. 1, onde se procedeu à realização de ensaios a diversas profundidades. O Quadro 4. 8 apresenta a profundidade a que se realizaram os vários ensaios, bem como uma estimativa das tensões verticais e pressões neutras aí instaladas.

Quadro 4. 8 – Profundidade de realização dos vários ensaios com o SBP

Ensaio	Profundidade (m)	σ_{v0} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	u_0 (kPa)
P1-T1	3,85	69,3	69,3	acima N.F.
P1-T2	4,90	88,2	88,2	acima N.F.
P1-T3	7,50	135,0	135,0	acima N.F.
P1-T4	8,60	154,8	148,9	5,9
P1-T5	9,70	174,6	157,9	16,7
P2-T1	4,60	82,8	82,8	acima N.F.
P2-T2	6,60	118,8	118,8	acima N.F.
P2-T3	7,70	138,6	138,6	acima N.F.
P2-T4	11,10	199,8	169,4	30,4
P2-T5	12,20	219,6	178,4	41,2
P2-T6	16,60	298,8	214,4	84,4

No total foram efectuados 11 ensaios, 5 no furo P1 e 6 no furo P2, a profundidades variáveis entre os 3,85 m e os 16,60 m. Os ensaios foram realizados com o equipamento e colaboração de técnicos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) já que é esta entidade a única no país que possui o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge*. Na realização do ensaio colaborou ainda a empresa Teixeira Duarte, dando apoio nas operações de furação.

Refira-se que o local P2 se encontrava relativamente distante da sondagem mais próxima, a cerca de 15 m, o que de alguma forma dificultou a correlação com informação de outros ensaios. Este afastamento resultou do facto de a realização dos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge* ter ocorrido após a construção da estação, obrigando à escolha de um local suficientemente afastado das paredes da estação, sob pena de a descompressão do maciço já ocorrida ter irremediavelmente alterado o valor do coeficiente de impulso do terreno, que já dificilmente seria o de repouso.

A Figura 4. 20 apresenta alguns fotografias da realização dos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge.*

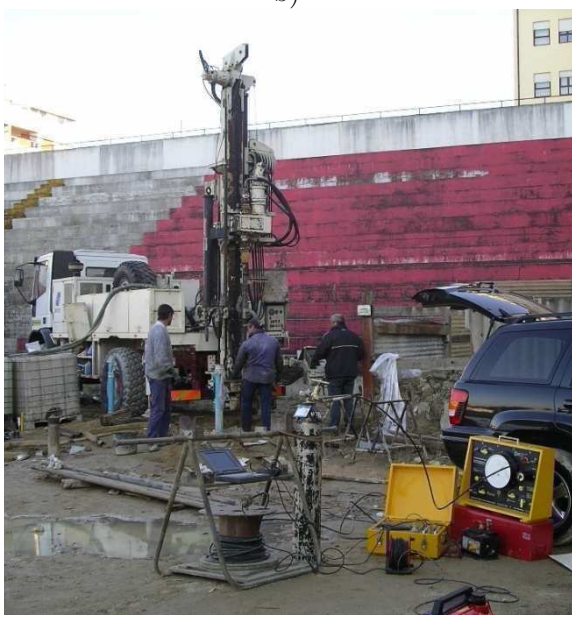
A ferramenta utilizada para a escavação vê-se em detalhe na Figura 4. 20 a) e é do tipo *roller bit,* tendo o pressiómetro um diâmetro externo de 87 mm. Esta cabeça de corte garante uma capacidade de furação adequada para o tipo de solo em questão mas pode, em algumas situações, provocar sobreescavações, como adiante se verá. Os solos residuais do granito, onde a heterogeneidade é muito intensa e errática, obrigam a, em distâncias muito curtas, atravessar

materiais com graus de alteração muito distintos, daí a necessidade de se ter garantia da capacidade de progressão.

a)

b)

c)



d)

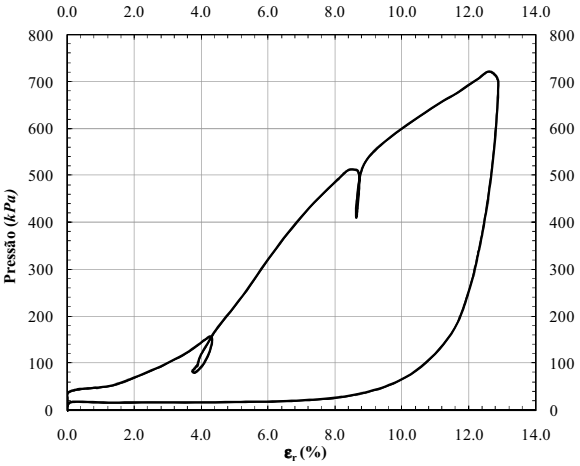
Figura 4. 20 – Alguns aspectos associados à realização dos ensaios com o SBP: a) pormenor do *roller bit;* b) aspecto geral do Pressiómetro; c) colocação do Pressiómetro no furo; d) panorâmica geral do equipamento utilizado e de um dos locais

O uso de ferramentas cortantes muito recuadas pode conduzir à formação de uma "papa" ainda dentro do pressiómetro, o que dificulta enormemente o avanço. No entanto crê-se fundamental o uso de uma ferramenta deste tipo, combinado com velocidades de avanço substancialmente inferiores, de modo a se conseguir reduzir a sobreescavação, requisito fundamental para a realização de ensaios de boa qualidade.

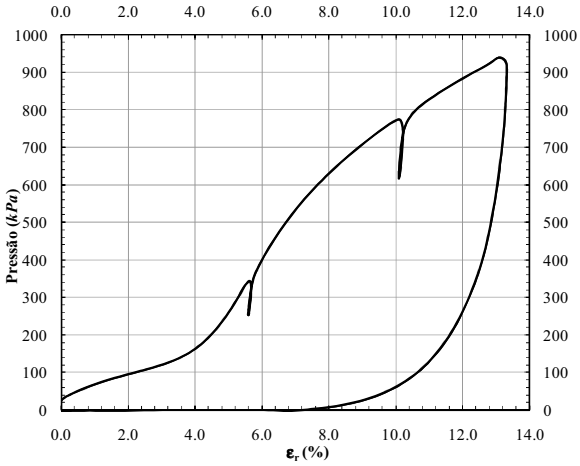
4.4.2 Breve apresentação dos resultados

Durante a realização dos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador consegue-se de imediato ter uma primeira percepção do comportamento do terreno através da elaboração dos gráficos da extensão radial vs pressão aplicada na cavidade. A Figura 4. 21 mostra os resultados obtidos

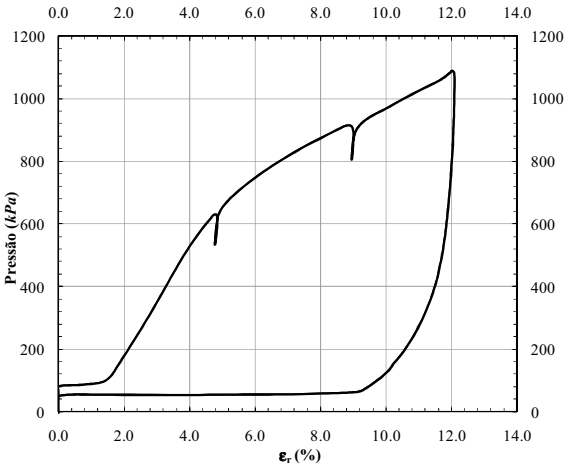
nos 11 ensaios realizados, sendo que as curvas apresentadas possuem apenas a correcção associada à rigidez da membrana.



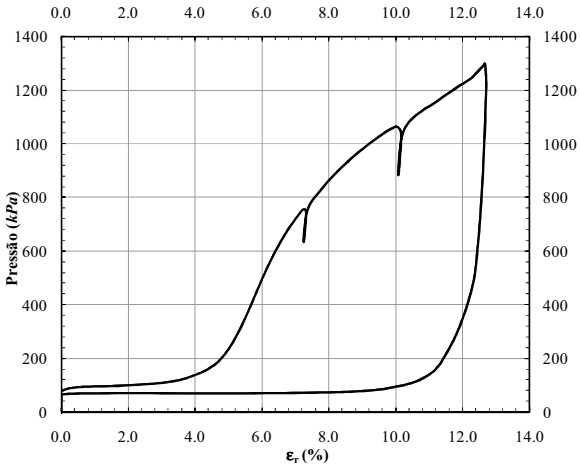
a) Ensaio P1-T1



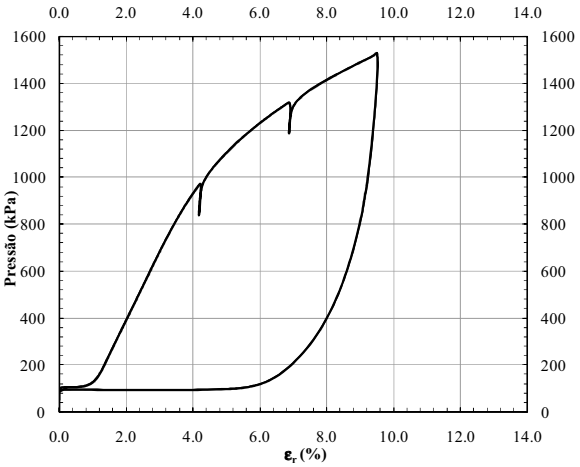
b) Ensaio P1-T2



c) Ensaio P1-T3

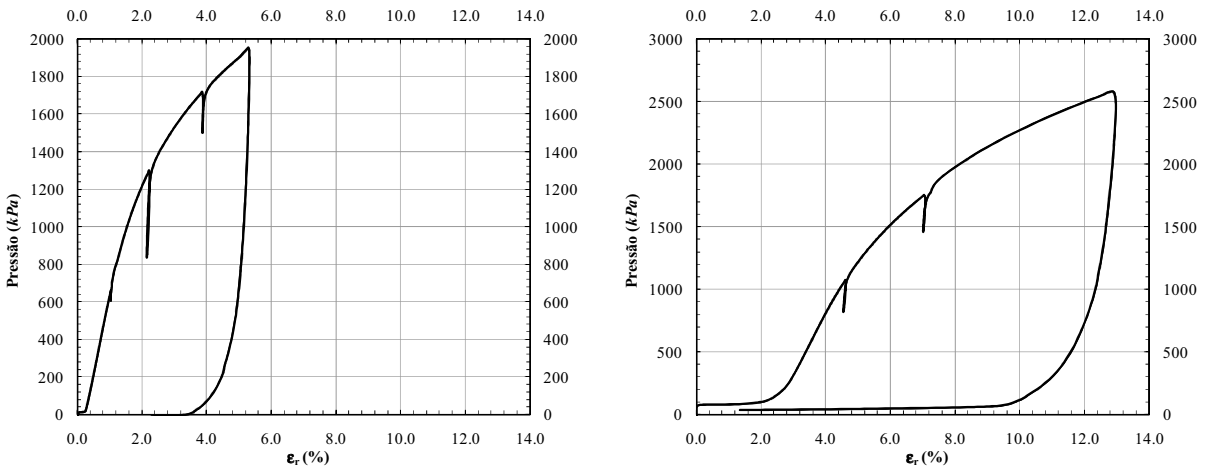


d) Ensaio P1-T4

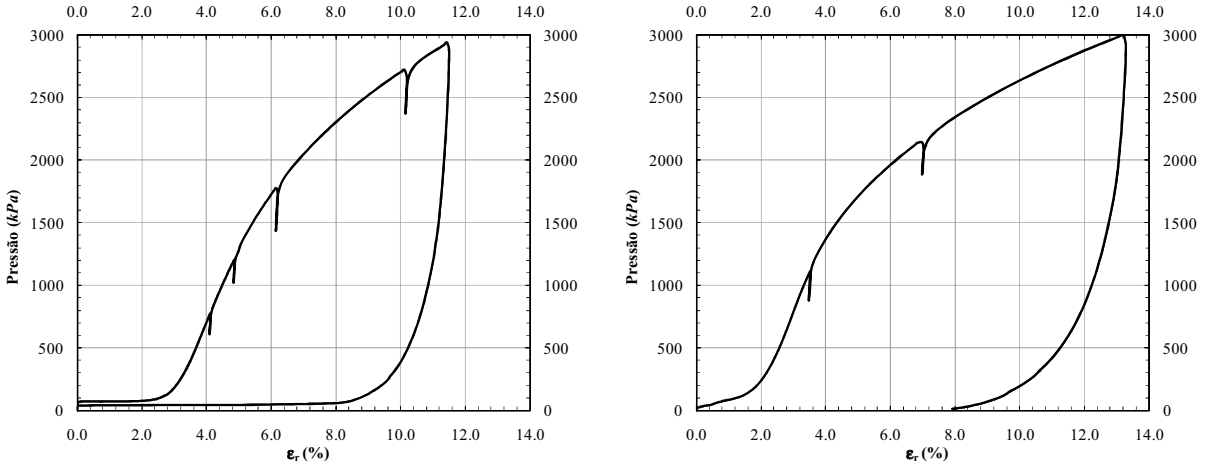


e) Ensaio P1-T5

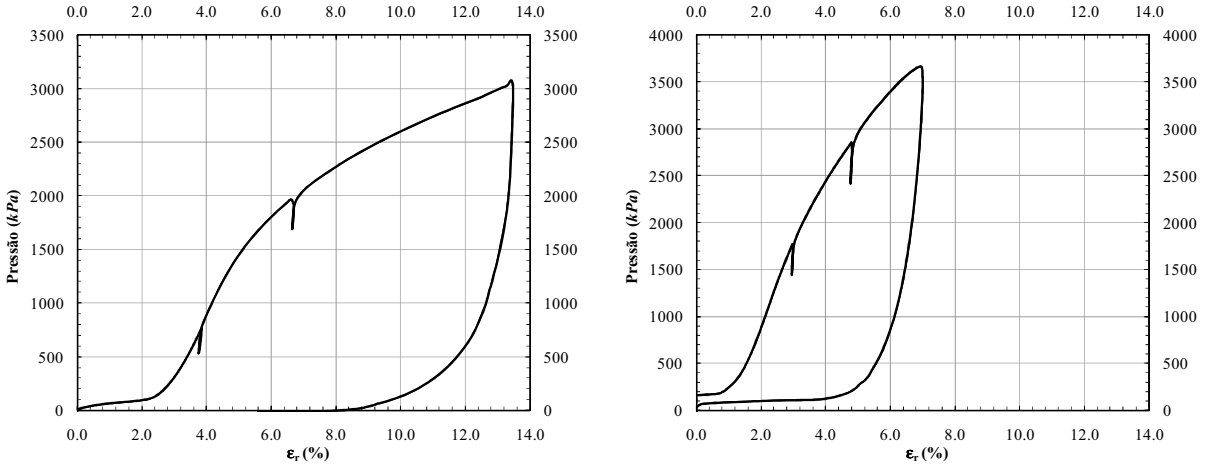
Figura 4. 21 - Curvas extensão radial *vs* pressão da cavidade dos vários ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge* (continua)



f) Ensaio P2-T1 g) Ensaio P2-T2



h) Ensaio P2-T3 i) Ensaio P2-T4



j) Ensaio P2-T5 k) Ensaio P2-T6

Figura 4. 21 – Curvas extensão radial *vs* pressão da cavidade dos vários ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge*

Na Figura 4. 21 ε_r representa a expansão da cavidade, definida pela equação 4. 18 e a pressão aplicada refere-se à pressão actuante no contorno da cavidade.

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta_r}{r_0} \qquad 4.\ 18$$

De uma primeira observação das figuras resulta que as pressões máximas atingidas nos ensaios do furo P1, situadas entre aproximadamente 700 *kPa* e 1500 *kPa* , crescentes em profundidade, são sempre inferiores (independentemente da profundidade) às medidas nos ensaios do furo P2, monotonamente crescentes entre 2000 *kPa* e 3600 *kPa.* Ao primeiro furo está indubitavelmente associado um material do tipo solo residual saprolítico, W5. Ao segundo furo, particularmente nas maiores profundidades, corresponde já um material do tipo rochoso, muito alterado a decomposto, portanto com resistências e deformabilidades substancialmente distintas. A percepção destas diferenças é importante na medida em que permite balizar, numa primeira aproximação, a gama de parâmetros expectáveis para cada um dos materiais testados. A comparação dos valores registados (pressões e deformações) nos vários ensaios permite ainda afirmar que a variação das características não é monótona em profundidade, pois podem aparecer materiais com características mais precárias a maiores profundidades, aspecto que não constitui surpresa em solos residuais do granito do Porto.

Um outro aspecto que ressalta da análise da figura é que todos os ensaios evidenciam sinais de sobreescavação, isto é, o orifício conseguido pela escavação é de alguma forma maior do que o diâmetro do próprio Pressiómetro Autoperfurador. Como consequência, o primeiro troço de todas as curvas mostra uma expansão da cavidade sem aumento de resistência, uma vez que a membrana expande até encontrar o contacto com as paredes do furo. Este comportamento tem consequências muito relevantes e nefastas sobre a determinação de K_0, como adiante se verá, prejudicando a qualidade geral dos ensaios e dificultando a interpretação dos mesmos.

4.4.3 Determinação dos parâmetros do terreno a partir das curvas do SBP

4.4.3.1 Determinação dos parâmetros resistentes

De forma a se determinarem os parâmetros resistentes do terreno, a primeira aproximação seguida foi a proposta por Hughes et al. (1977), que assume que o solo possui um comportamento elástico perfeitamente plástico, com critério de rotura de *Mohr-Coulomb*, sem coesão e com ângulo de dilatância constante, isto para extensões até cerca de 10%. Os dados da expansão da cavidade, quando esboçados num gráfico do tipo log p (pressão na cavidade) *versus* log ε_r (extensão radial da cavidade) tende a ser linear, com uma inclinação S. Este valor de S permite determinar o ângulo de atrito e o ângulo de dilatância através das seguintes expressões:

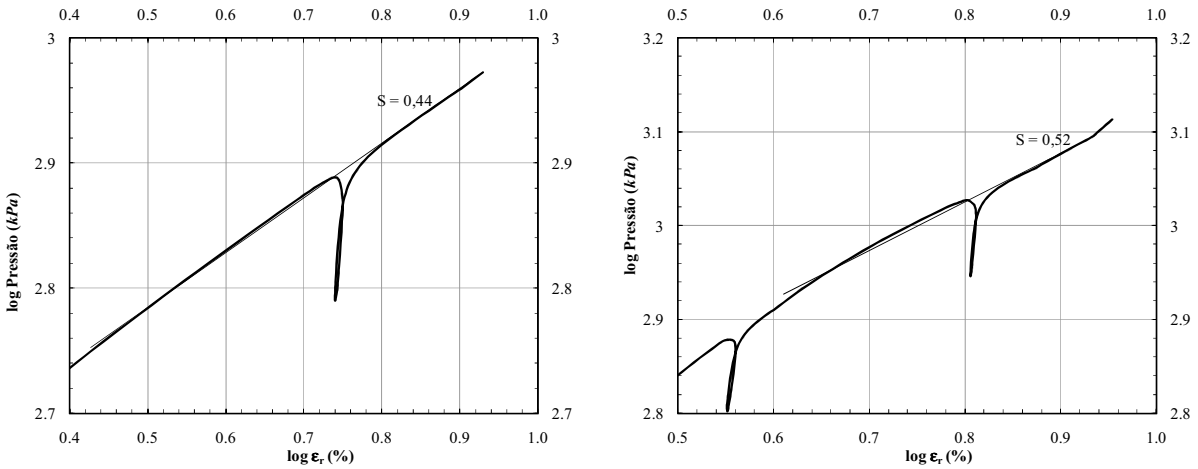
$$sin\,\phi' = \frac{S}{1 + (S-1)\cdot sin\,\phi'_{cv}} \qquad 4.\ 19$$

$$sin\,\psi = S + (S-1)\cdot sin\,\phi'_{cv} \qquad 4.\ 20$$

em que ϕ'_{cv} é o ângulo de atrito a volume constante do material.

Fahey & Randolph (1984) realizaram um conjunto de ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador em que a furação foi propositadamente realizada com um diâmetro ligeiramente superior ao do equipamento, tendo provado que os ensaios poderiam continuar a ser interpretados com a metodologia proposta por Hughes et al. (1977), dando resultados muito satisfatórios, desde que a origem da extensão seja corrigida de forma a eliminar o efeito dessa sobreescavação. Assim, e a título exemplificativo, na curva apresentada na Figura 4. 21 a), a

extensão da cavidade deveria ser corrigida em aproximadamente 3,0%. Na Figura 4. 22 apresenta-se dois exemplos da aplicação da metodologia acima referida aos casos concretos dos ensaios P1-T2 e P1-T4.



a) Ensaio P1-T2 b) Ensaio P1-T4

Figura 4. 22 – Ajuste de uma recta aos vários gráficos do pressiómetro de acordo com a metodologia proposta por Hughes et al. (1997)

Usando então a proposta acima mencionada, determinaram-se os valores do ângulo de atrito, ϕ', e do ângulo de dilatância, ψ, considerando um ângulo de atrito a volume constante de 34^0, valor assumido em função dos resultados dos ensaios de laboratório descritos no Capítulo 3. O Quadro 4. 9 mostra os valores obtidos.

Quadro 4. 9 – Valores de ϕ' e ψ obtidos nos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador usando a metodologia proposta por Hughes et al. (1997)

Ensaio	S	$\phi'(^0)$	$\psi(^0)$
P1-T1	0,63	52,7	25,1
P1-T2	0,44	39,7	7,1
P1-T3	0,56	48,1	18,5
P1-T4	0,52	45,5	14,8
P1-T5	0,60	50,8	22,4
P2-T1	0,44	39,5	6,9
P2-T2	0,51	44,4	13,3
P2-T3	0,51	44,8	13,9
P2-T4	0,41	38,1	5,0
P2-T5	0,44	39,7	7,1
P2-T6	0,52	45,5	14,8

Um primeiro comentário ao quadro anterior é que os valores encontrados são, muito altos, dando a entender que a coesão pode assumir uma importância muito significativa, tal como referido por Viana da Fonseca (2003). Como é sabido esta importância resulta em primeiro lugar da cimentação do próprio material e, o que constitui um aspecto pouco estudado até ao momento, das condições não saturadas de alguns dos ensaios, dos que foram realizados acima do nível freático. Acresce que alguns dos materiais, possuem graus de alteração correspondentes

a um horizonte rochoso alterado, o que torna ainda mais relevante a parcela coesiva do material.

Um aspecto importante a realçar relaciona-se com os menores valores do ângulo de atrito obtidos no furo 2, o que de alguma forma surge em contradição com os valores mais elevados da resistência nos ensaios deste furo, valores esses ilustrados na Figura 4. 21. Refira-se contudo que nestas aproximações as ordenadas na origem eram maiores.

No que respeita à relação entre o ângulo de atrito e o ângulo de dilatância, os valores e, portanto, as expressões 4. 19 e 4. 20, corroboram de forma muito clara a proposta de Bolton (1986), em que:

$$\phi'_p - \phi'_{cv} = 0{,}8\psi \qquad 4.\ 21$$

4.4.3.2 Determinação do coeficiente de impulso em repouso

Um dos parâmetros mais importantes derivados do ensaio com o SBP é, sem dúvida, o coeficiente de impulso em repouso, K_0, uma vez que o Pressiómetro Autoperfurador é o único ensaio *in situ* que permite a sua medição. A importância da determinação desse parâmetro é ainda maior no caso das obras de escavação uma vez que os esforços instalados no suporte estão directamente relacionados com esta variável.

Nos ensaios realizados no âmbito desta dissertação, a sobreescavação verificada em todos os testes e já atrás descrita impediu a interpretação pelo processo habitual, baseado na simples identificação da pressão de *lift-off,* pressão a partir do qual a membrana descola do corpo do pressiómetro, uma vez que a tensão horizontal *in situ* é inferior à pressão registada no pressiómetro. Assim sendo, a interpretação destes ensaios de forma a se determinar a tensão horizontal *in situ*, e logo K_0, é bastante mais complexa, podendo-se recorrer, com as devidas reservas, a metodologias de interpretação do Pressiómetro de *Ménard*, em vez do uso da tensão de *lift-off.*

Numa primeira fase procurou-se determinar o valor do coeficiente de impulso em repouso através das duas seguintes abordagens:

1) Metodologia tradicional em que se assume que a tensão horizontal coincide com a tensão de *lift-off;*
2) Em consequência da sobreescavação, a interpretação do SBP é realizada de forma idêntica à do Pressiómetro de *Ménard,* assumindo que a tensão horizontal de repouso corresponde ao ponto de intersecção do troço inicial da curva, elástico linear, com a parte da curva correspondente à expansão resultante da sobreescavação, tal como se mostra na Figura 4. 23.

Refira-se ainda que as duas metodologias propostas permitem a determinação de dois valores distintos para o coeficiente de impulso em repouso, os quais acabam por funcionar como limites razoáveis para as tensões horizontais *in situ*, balizando assim os valores aceitáveis para este parâmetro do solo. Mesmo tendo presente o óbice que constitui a sobreescavação, e a consequente menor qualidade dos ensaios, o valor do *lift-off* será necessariamente um limite inferior da tensão horizontal de repouso, σ_{h0}. A segunda metodologia apresentada fornece, necessariamente, um valor de K_0 superior. Se os dois valores forem relativamente próximos

pode-se conseguir, mesmo tendo presente a sobreescavação, um valor aproximado do coeficiente de impulso em repouso do solo.

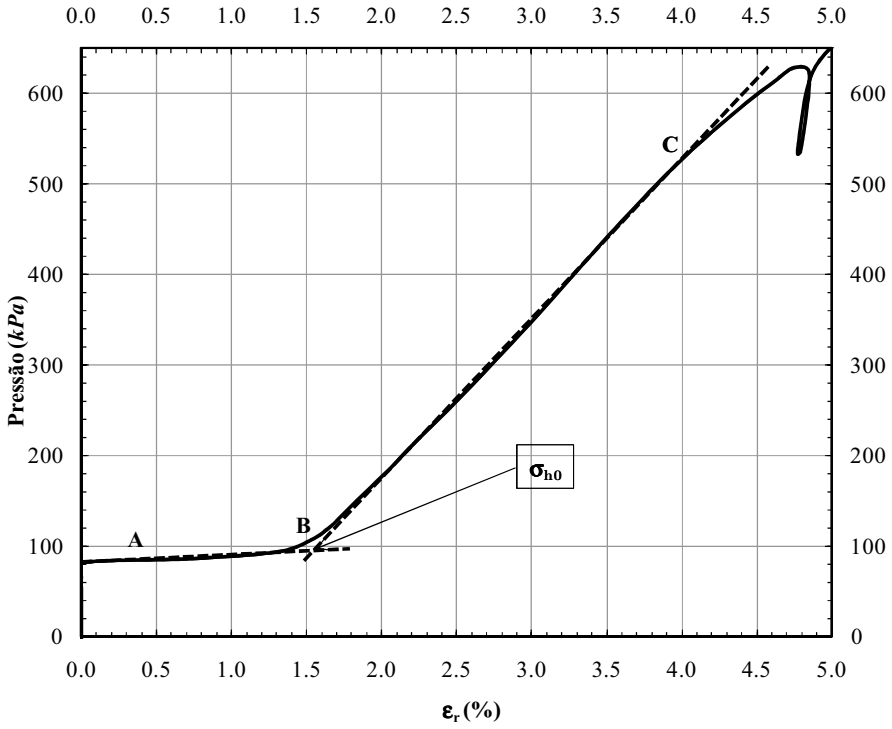


Figura 4. 23 – Procedimento utilizado para a determinação de σ_{ho} seguindo a metodologia de interpretação do Pressiómetro de *Ménard*

Uma outra alternativa para a interpretação pode ser a proposta por Marsland & Randolph (1977), desenvolvida com base em ensaios realizados em argilas duras, que parte do pressuposto de que o processo de furacão pode provocar uma tal descompressão da parede que o terreno pode plastificar. Desta forma, a parte inicial não linear da curva pressão-expansão da cavidade (correspondente ao troço A-B na Figura 4. 23) corresponde a uma recarga plástica, que equivale ao carregamento de zonas do maciço um pouco mais afastadas do furo. A fase posterior, na mesma figura, corresponde à recarga elástica. Para um material puramente coesivo, isto é, elástico perfeitamente plástico com resistência s_u, esta fase começaria no ponto B, onde a tensão na parede do furo seria σ_{h0}-s_u, e terminaria quando a pressão fosse igual a σ_{h0}+s_u. Assim, σ_{h0}, a tensão de repouso, pode corresponder a um qualquer valor na parte elástica da curva.

Se este procedimento for aplicado, por exemplo, ao ensaio apresentado na Figura 4. 23, chega-se a um valor de cerca de 350kPa, o que corresponde a um valor do coeficiente de impulso em repouso bem superior a 2, o que parece pouco realista para os materiais estudados no âmbito desta tese. Em face destas evidências, a proposta de Marsland & Randolph (1977) não parece directamente aplicável aos solos residuais do granito do Porto mas a sua consideração valida, de alguma forma, o cenário de obtenção de coeficientes de impulso em repouso superiores aos obtidos usando a metodologia baseada no Pressiómetro de *Ménard*.

O Quadro 4. 10 apresenta os valores de K_0 derivados para cada um dos ensaios usando as duas metodologias atrás propostas. Os índices elevados identificam qual das duas metodologias foi

utilizada para a determinação do parâmetro em causa. Algumas posições do quadro aparecem vazias pois conduziriam a resultados completamente irrealistas, sinal de que a interpretação do ensaio não poderia ser feita utilizando as técnicas atrás apresentadas, ou de que algo correu menos bem no ensaio.

Quadro 4. 10 – Valores de K_0 resultantes da interpretação dos ensaios SBP

Ensaio	$\sigma_{h0}{}^1$ (kPa)	$K_0{}^1$	$\sigma_{h0}{}^2$ (kPa)	$K_0{}^2$
P1-T1	41,0	0,59	50,0	0,72
P1-T2	37,5	0,43	150,0	
P1-T3	82,2	0,61	90,0	0,67
P1-T4	90,0	0,60	110,0	0,74
P1-T5	105,0	0,66	107,0	0,68
P2-T1	12,0		13,0	
P2-T2	78,0	0,66	80,0	0,67
P2-T3	72,0	0,52	74,0	0,53
P2-T4			120,0	0,71
P2-T5			102,0	0,57
P2-T6	160,2	0,75	182,0	0,85
Média		**0,60**		**0,68**

Observando o quadro anterior, apesar de haver alguma discrepância entre os valores registados, constata-se que os valores de K_0 tendem a estar compreendidos entre 0,55 e 0,70. Estes valores são indiscutivelmente superiores aos até agora conhecidos para os solos residuais do granito do Porto (Viana da Fonseca & Almeida e Sousa, 2001), embora a experiência na determinação deste valor seja parca. No entanto, é sabido que o coeficiente de impulso em repouso tende a decrescer à medida que o grau de alteração do material aumenta (Viana da Fonseca, 1996) e, como o material estudado é bastante menos alterado do que o estudado pelos autores atrás referidos, o resultado parece confirmar essa tendência.

Refira-se ainda que os três primeiros ensaios de cada furo foram realizados em condição não saturada. Tal condição pode de alguma forma elevar o coeficiente de impulso em repouso, pelo menos nos materiais mais próximos da superfície.

4.4.4 Modelação numérica dos ensaios SBP

4.4.4.1 Descrição dos parâmetros adoptados no modelo

A interpretação clássica realizada no ponto anterior balizou os valores do coeficiente de impulso em repouso expectáveis, não se tendo inequivocamente chegado ao seu valor em cada um dos ensaios realizados. Tendo presente a enorme importância que este parâmetro tem no comportamento geral das obras estudadas, avançou-se num processo de modelação numérica dos ensaios realizados, de forma a se tentar obter, através de uma retroanálise, valores mais confiáveis para os estudos posteriores de modelação da estação Salgueiros.

Os ensaios com o pressiómetro foram então simulados usando um modelo baseado numa relação tensão-extensão do tipo hiperbólico distorcido e incorporado no código de elementos finitos

CAMFE, desenvolvido por Fahey & Carter (1993). O modelo tem como parâmetros de entrada a coesão, c', o ângulo de atrito, ϕ', o ângulo de dilatância, ψ, o coeficiente de *Poisson* do terreno, ν, C e n que são parâmetros que relacionam a rigidez tangente inicial, G_0, com a tensão efectiva de confinamento através da equação 4. 22 e f e g, parâmetros que controlam a não linearidade da curva tensão-deformação através da equação 4. 23, e μ, um parâmetro que modifica o valor de G_0 em função da tensão média no ponto de inversão do carregamento (Yu & Richardt, 1984). As principais relações são então:

$$\frac{G_0}{p_a} = C\left(\frac{p'}{p_a}\right)^n \qquad 4.\ 22$$

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f\left(\frac{\tau}{\tau_{máx}}\right)^g \qquad 4.\ 23$$

Em que p_a representa uma tensão de referência, assumida como sendo a pressão atmosférica igual a 100 *kPa*.

O modelo apresenta portanto 9 parâmetros e, em muitas situações, um bom ajuste da curva pressiométrica pode ser conseguido com diferentes combinações destes parâmetros, isto é, o ajuste pode não produzir, de forma unívoca, um conjunto ajustado de parâmetros. Em qualquer dos casos o problema é minimizado pois à partida não se possui liberdade total na fixação dos parâmetros. Os ensaios de laboratório previamente realizados forneceram parâmetros resistentes, já com reduzida possibilidade de variação, e os ensaios sísmicos entre furos, atrás apresentados, forneceram uma primeira orientação para o estabelecimento de G_0.

No que refere aos parâmetros resistentes, considerou-se ainda, de forma a facilitar o ajuste, que a coesão tem pouca importância para a resistência total no ensaio pressiométrico, pelo menos enquanto não se entrar no domínio dos materiais rochosos, isto é, materiais com grau de alteração tipo W4 ou menos. A Figura 4. 24 apresenta 3 curvas de comportamento a partir dos resultados de uma modelação no programa *CAMFE* em que, para um solo com ângulo de atrito de 45^0 e ângulo de dilatância de 13^0 se faz variar a coesão entre 0 *kPa* e 20 *kPa*.

Considerando as propriedades iniciais, isto é, o solo com ϕ' igual a 45^0, ψ igual a 13^0 e variando a coesão de 0 *kPa* para 20 *kPa*, constata-se que as mudanças são muito ligeiras. A mesma variação pode ser conseguida mantendo a coesão nula e mudando muito ligeiramente o ângulos de atrito e de dilatância do material, o que é um sinal claro da muito maior importância da deformabilidade e do estado de tensão de repouso para a previsão ajustada da curva pressão *vs* expansão da cavidade. Deste modo, ao se considerar nulo o valor da coesão na modelação numérica, o ajuste poderá conduzir a uma sobreestimação dos valores do ângulo de atrito em 1^0 ou 2^0, diferença que se considera não ser suficiente para invalidar as conclusões derivadas de tal interpretação.

Tendo presente os resultados do Quadro 4. 9 e a razoável concordância dos parâmetros com a equação 4. 21 proposta por Bolton (1986) fixou-se ainda o ângulo de dilatância através desta relação, considerando ϕ'_{cv} igual a 34°, valor determinado através de ensaios de laboratório. O Coeficiente de Poisson do material foi assumido igual a 0,2, valor que numa primeira aproximação pode parecer relativamente baixo para os solos residuais do granito do Porto. No entanto, como aliás demonstraram os ensaios de laboratório apresentados no Capítulo 3 (secção

3.7.4.2.1), para deformações muito baixas, o valor deste parâmetro é bastante menor, podendo até ser inferior a 0,2. Como um dos critérios de ajuste é o módulo de distorção, G_0, obtido através de ensaios sísmicos entre furos, é fundamental que o coeficiente de *Poisson* seja apropriado para o intervalo de deformação em que o ajuste deste parâmetro é realizado.

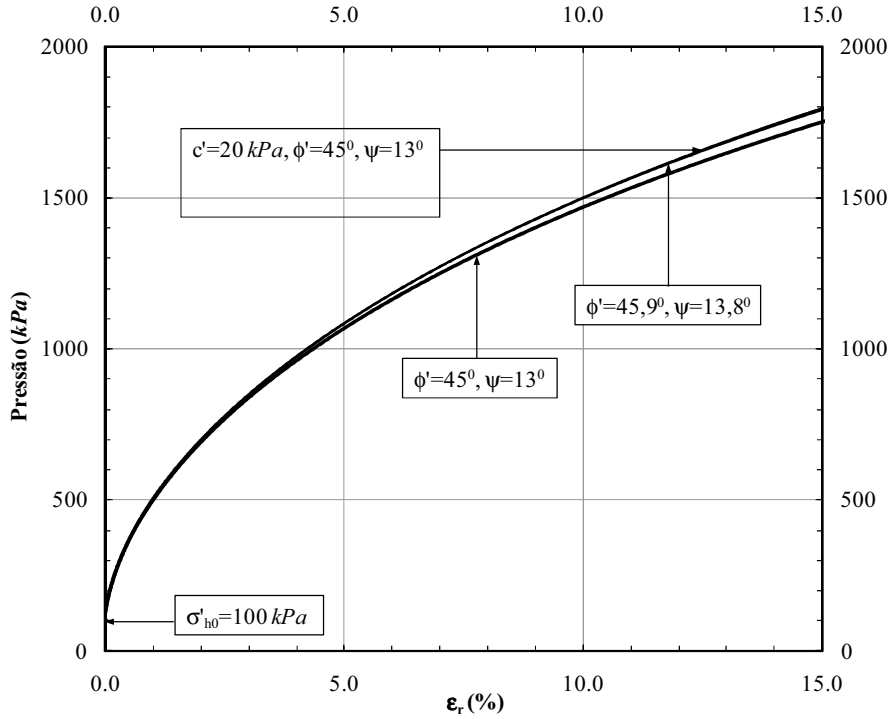


Figura 4. 24 – Resultados do programa *CAMFE* ilustrando a influência da coesão na curva de expansão da cavidade

Da equação 4. 23 pode-se afirmar que a rigidez secante para a tensão de corte máxima (situação em que $\tau = \tau_{max}$) é igual a 1-*f*. Deste modo, o parâmetro *f* pode ser obtido através de ensaios triaxiais de boa qualidade, com o uso de instrumentação interna. Os valores de *f* obtidos nos ensaios variaram entre 0,84 e 0,96, com um valor médio de 0,88. Dada a pequena variabilidade deste parâmetro, foi assumido o valor de 0,88 em todas as modelações numéricas realizadas. O valor de μ foi assumido igual a 0,3 em todas as simulações uma vez que, numa procura de melhor ajuste, se chegou sempre a valores próximos deste, tendo-se concluído que a rectroanálise ficava facilitada com a fixação deste parâmetro.

Em face do atrás exposto, restavam 4 variáveis independentes no modelo para fixar: ϕ', *C*, *n* e *g*, se bem que o par de valores *C* e *n* se encontre de alguma forma limitado pois, quando colocados na equação 4. 22, não podem conduzir a valores de G_0 muito distintos dos valores do mesmo parâmetro obtidos nos ensaios sísmicos entre furos realizados na proximidade dos ensaios pressiométricos.

O ajuste de parâmetros foi realizado de forma a garantir que se obtinha valores semelhantes aos do ensaio para os dois módulos de distorção em descarga/recarga, G_{ur}, e que o aspecto global da curva entre o primeiro ciclo de descarga/recarga e a máxima expansão da cavidade, nomeadamente no que refere às extensões registadas, era o mais próximo possível. A escolha do ajuste da curva global entre as duas deformações atrás referidas, e não para a curva na sua

totalidade, resultou da sobreescavação observada nos ensaios, que conduzia a uma curva numérica sempre desajustada da curva real no troço inicial do ensaio.

Devido a alguma fluência observada no início dos ciclos de carga e descarga, o valor da rigidez associada a este ciclo, G_{ur}, foi definido entre os seus vértices.

Refira-se ainda que a fixação do ponto de partida do ensaio, isto é, o estado de tensão assumido e particularmente a relação entre tensões efectivas verticais e horizontais foi realizada, numa primeira aproximação, partindo dos valores de K_0 apresentados no Quadro 4. 10. Só assim se poderia obter alguma concordância entre a curva numérica e a curva real nos troços iniciais do ensaio.

4.4.4.2 Apresentação dos resultados obtidos

O Quadro 4. 11 apresenta os resultados de ajuste numérico obtidos para os ensaios realizados no furo designado por P1, assumindo as premissas atrás apresentadas.

Quadro 4. 11 – Resultados obtidos para os ensaios no furo P1

Ensaio	c' (*kPa*)	ϕ' (º)	ψ (º)	C	n	g	μ	G_0* (*MPa*)
P1-T1	0	38 ,0	5 ,0	1050	0 ,20	0 ,3	0 ,3	94,6
P1-T2	0	41 ,0	8 ,8	1220	0 ,20	0 ,3	0 ,3	111,8
P1-T3	0	32 ,0	0 ,0	1125	0 ,20	0 ,3	0 ,3	107,6
P1-T4	0	45 ,0	25 ,0	1400	0 ,60	0 ,2	0 ,3	144,7
P1-T5	0	46 ,0	15 ,0	2200	0 ,20	0 ,3	0 ,3	226,7

* Valores obtidos a partir de C e n

A razão de se apresentar apenas os resultados para o Furo 1 está associada ao facto de, no outro furo, considerando a coesão nula e os valores do coeficiente de impulso em repouso apresentados no Quadro 4. 10, ter sido impossível obter um bom ajuste das curvas reais. A título exemplificativo, apresenta-se na Figura 4. 25 duas tentativas de ajuste para o ensaio P2-T2, tomando como base os parâmetros que constam do Quadro 4. 12, com excepção da coesão e do coeficiente de impulso em repouso. No ajuste da figura a), assume-se a coesão nula e o valor do coeficiente de impulso em repouso igual a 0,66, que é o valor derivado da interpretação directa das curvas *in situ,* e apresentado no Quadro 4. 10. Na curva referente à figura b), eleva-se a coesão para 1000 *kPa*, mantendo-se o coeficiente de impulso em repouso em 0,66, de forma a se perceber até que ponto a variação apenas dos parâmetros resistentes poderia conduzir a uma curva numérica semelhante à obtida no ensaio.

As duas modelações da Figura 4. 25 mostram a impossibilidade de se conseguir um bom ajuste, sendo os resultados da modelação numérica muito menos rígidos do que os resultados reais. Um melhor ajuste poderia ser conseguido mudando a rigidez inicial, isto é, os parâmetros C e n. Todavia, esta abordagem tem o inconveniente de conduzir a valores de G_0 manifestamente distintos dos obtidos nos ensaios sísmicos entre furos, por um lado, e, mesmo assim, não permitir um bom ajuste dos módulos de descarga/recarga. Esta dificuldade foi sistematicamente sentida em todos os ensaios do furo P2, tornando pouco fiável a hipótese de haver um desajuste do valor de G_0, devido ao material ser pontualmente muito distinto. Esta

constatação obrigou a admitir a possibilidade de o coeficiente de impulso em repouso ser diferente, hipótese que foi então perseguida na modelação numérica.

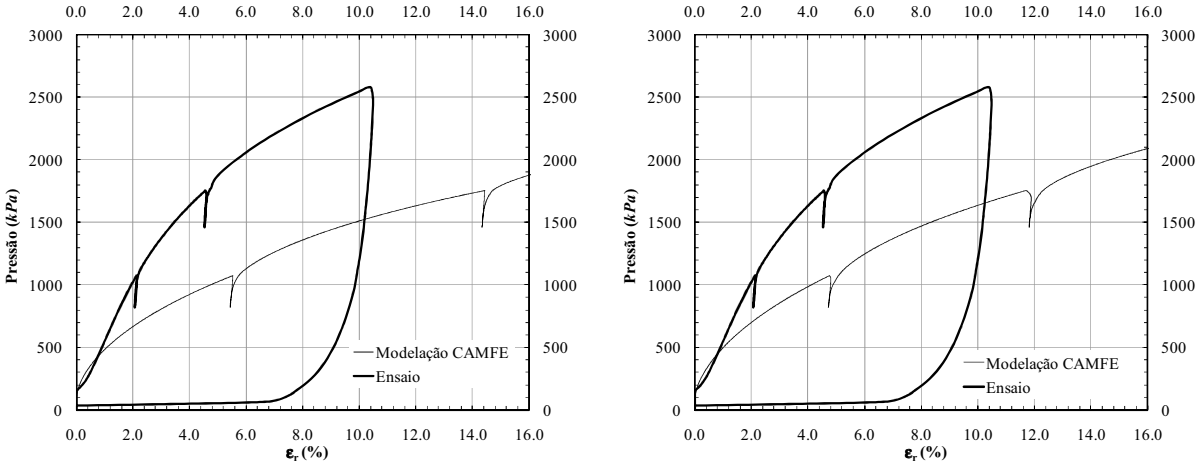


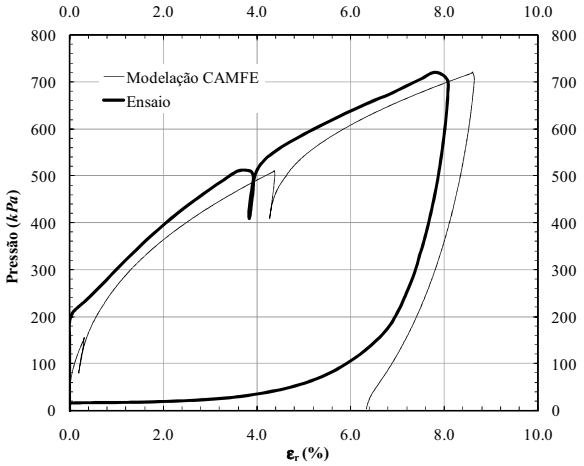
Figura 4. 25 – Modelação numérica do ensaio P2-T2: a) c'=0 *kPa*, K_0=0,66, ϕ'=45^0; b) c'=1000 *kPa*, K_0=0,66, ϕ'=45^0

Assim, procurou-se um novo ajuste, agora não fixando, à partida, nem os valores de coesão nem o valor do coeficiente de impulso em repouso. No Quadro 4. 12 apresentam-se os valores dos parâmetros obtidos sem as limitações anteriores e, na Figura 4. 26, os gráficos comparando as curvas pressão *versus* expansão da cavidade para o ensaio real e para a modelação numérica com os parâmetros apresentados no quadro.

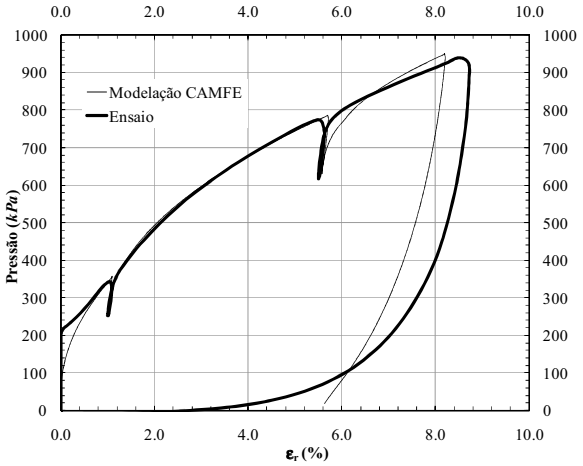
Quadro 4. 12 – Parâmetros obtidos através da modelação numérica dos ensaios assumindo coesões não nulas e variando o valor do coeficiente de impulso em repouso do terreno

Ensaio	**c'** (***kPa***)	**ϕ'** (º)	**ψ** (º)	**C**	**n**	**g**	**μ**	K_0	**G_0*** (***MPa***)
P1-T1	10	39	5	1050	0,2	0,3	0,3	0,57	91,3
P1-T2	10	39	10	1220	0,2	0,3	0,3	0,74	111,8
P1-T3	0	32	0	1125	0,2	0,3	0,3	0,60	107,6
P1-T4	50	43	15	1275	0,6	0,2	0,3	0,73	131,8
P1-T5	50	43	10	2000	0,2	0,3	0,3	0,70	206,0
P2-T1	1000	45	15	3200	0,50	0,3	0,3	0,80	270,4
P2-T2	1000	45	15	2750	0,30	0,3	0,3	1,40	267,8
P2-T3	1000	45	15	4800	0,20	0,3	0,3	1,20	474,3
P2-T4	1000	45	15	3900	0,15	0,3	0,3	1,10	398,9
P2-T5	1000	45	15	2600	0,35	0,3	0,3	1,30	345,8
P2-T6	1000	45	15	5500	0,25	0,3	0,3	1,33	691,2

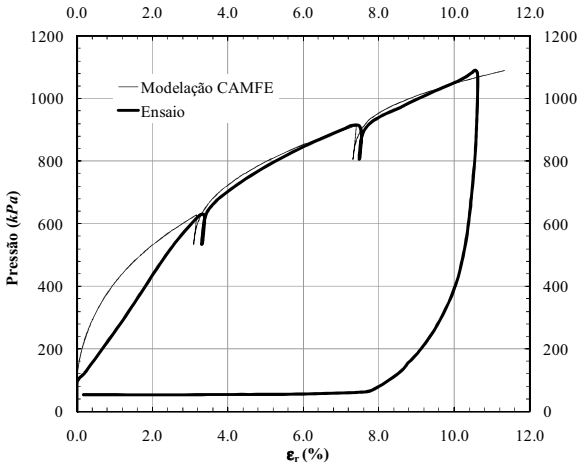
* Valores obtidos a partir de C e n



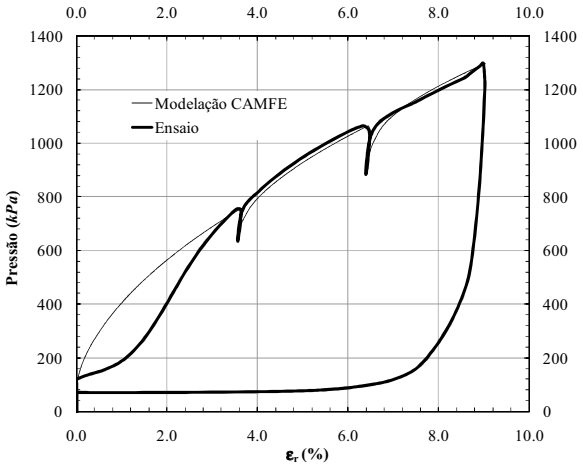
a) Ensaio P1-T1



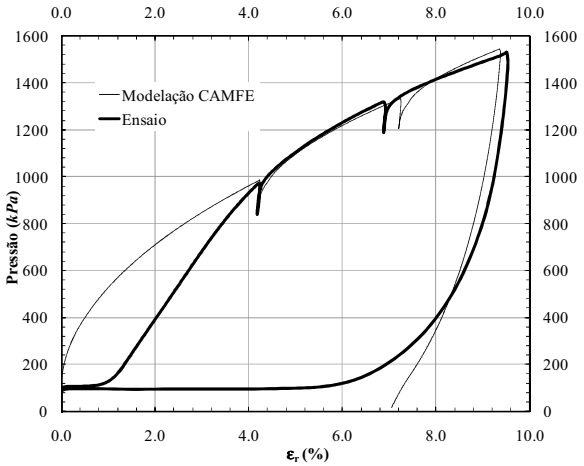
b) Ensaio P1-T2



c) Ensaio P1-T3

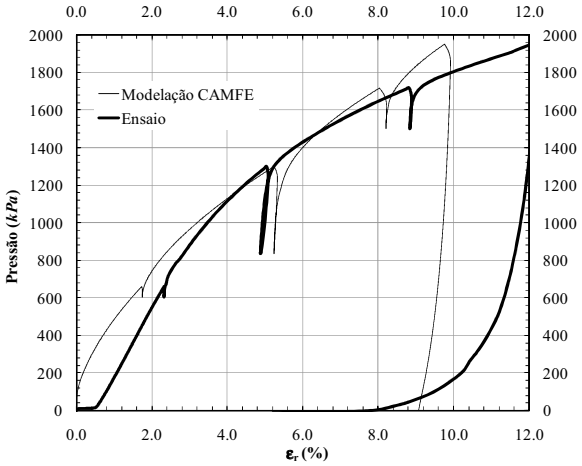


d) Ensaio P1-T4

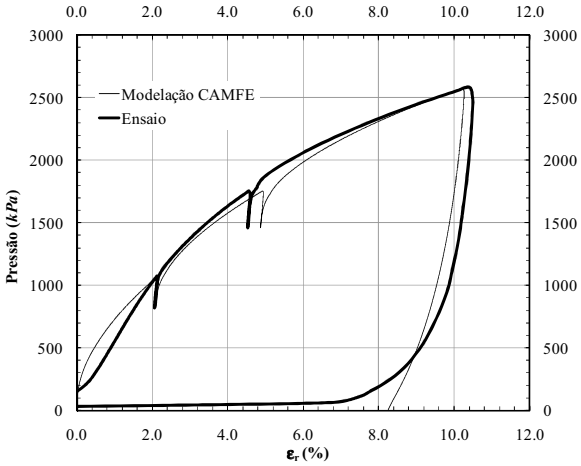


e) Ensaio P1-T5

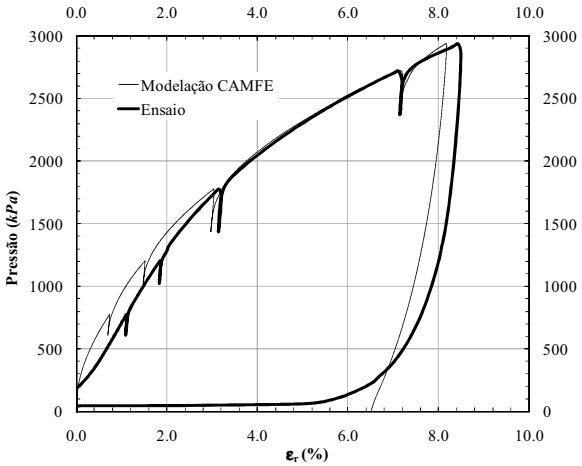
Figura 4.26 - Ajuste conseguido com a modelação do programa *CAMFE* aos resultados dos ensaios usando os parâmetros apresentados no Quadro 4. 12 (continua)



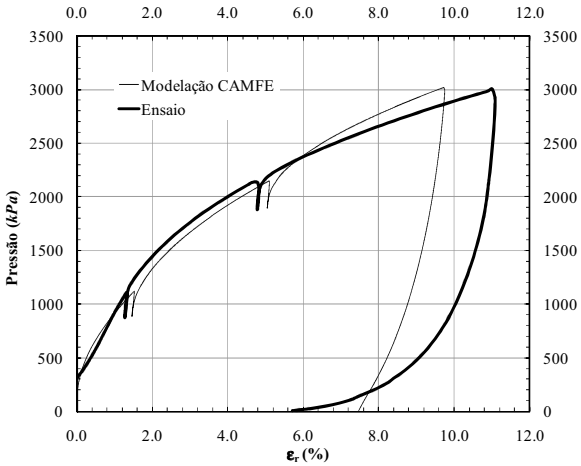
f) Ensaio P2-T1



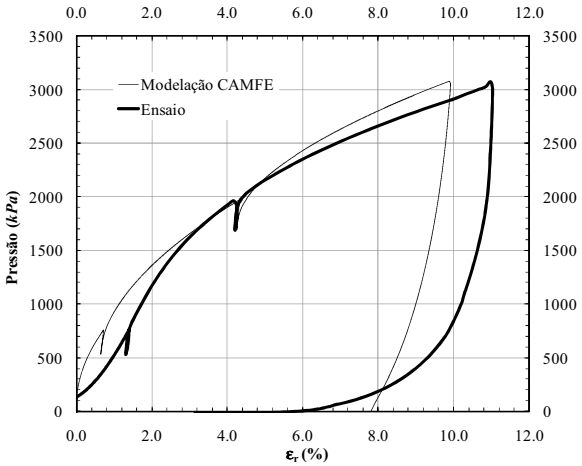
g) Ensaio P2-T2



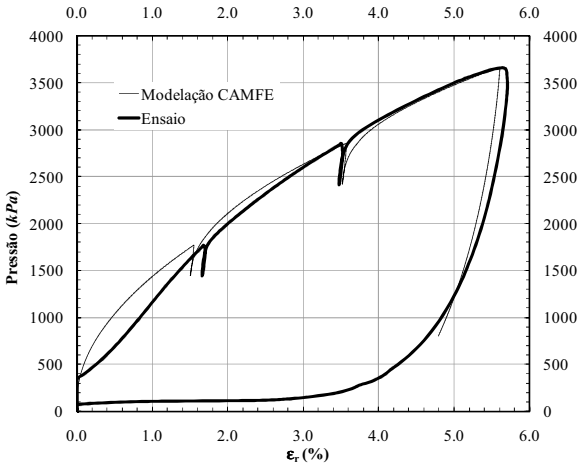
h) Ensaio P2-T3



i) Ensaio P2-T4



j) Ensaio P2-T5



k) Ensaio P2-T6

Figura 4. 26 – Ajuste conseguido com a modelação do programa *CAMFE* aos resultados dos ensaios usando os parâmetros apresentados no Quadro 4. 12

A validade dos resultados obtidos por este processo de ajuste pode ser justificada recorrendo aos trabalhos de Jefferies & Shuttle (1995) em que os autores sugerem que, em ensaios com alguma perturbação, a obtenção de parâmetros confiáveis pode ser melhor conseguida recorrendo a um ajuste global da curva em vez de uma focagem apenas no seu troço inicial. Este comentário releva, principalmente, os parâmetros iniciais da curva, como é o caso do coeficiente de impulso em repouso e do módulo de rigidez inicial.

Os resultados apresentados no Quadro 4. 12 mostram uma significativa diferença de valores dentro do mesmo furo mas, sobretudo, entre furos distintos. No que refere aos parâmetros definidores da rigidez, embora as diferenças sejam claras, os valores obtidos estão em boa concordância com os resultados obtidos nos ensaios sísmicos entre furos, pelo que se podem considerar o natural reflexo da heterogeneidade típica dos solos residuais do granito do Porto.

Relativamente aos parâmetros resistentes, as diferenças são mais marcadas, parecendo a diferença de resultados entre os dois furos mostrar que se trata de materiais com graus de alteração distintos. Enquanto que nos resultados relativos ao primeiro furo se está em presença de um solo residual, ainda que bastante resistente, os resultados associados ao segundo furo claramente dizem respeito a materiais com grau de alteração do tipo W4, e, como tal, já dentro do que se classifica como materiais rochosos.

No que refere aos resultados relativos ao furo P1, obteve-se, no ajuste final, valores da coesão entre 0 kPa e 50 kPa e, valores do ângulo de atrito, entre 32^0 e 43^0. Excluindo o ensaio 3, que claramente forneceu os resultados mais pobres, o ângulo de atrito varia entre 39^0 e 43^0, valores que se podem considerar representativos dos solos residuais do granito do Porto. Já no que toca aos ensaios realizados no furo P2, os parâmetros resistentes foram muito coerentes entre si, tendo-se obtido para todos os ensaios uma coesão de 1 MPa e um ângulo de atrito de 45^0. Estes valores estão completamente fora da gama de valores razoáveis para solos residuais do granito pelo que corresponderão a materiais com grau de alteração tipo W4. Recorde-se que o furo P2 se encontra a mais de 15,0 m da sondagem mais próxima, para ser realizado longe das paredes da escavação, daí a surpresa com os resultados obtidos.

Ainda relativamente aos ensaios do furo P2, mesmo variando os parâmetros resistentes e os parâmetros C e n, era impossível obter valores de G_{ur} concordantes com os dois ciclos de descarga e recarga realizados nos diversos ensaios. Sistematicamente, para se obterem valores semelhantes, tinha que se considerar valores do módulo de distorção inicial, G_0, consideravelmente mais elevados que os resultantes dos ensaios sísmicos entre furos e, mesmo assim, um dos ciclos fornecia valores consideravelmente afastados da rigidez de descarga registada no ensaio. O único caminho encontrado para um bom ajuste das curvas passou pela modificação do valor assumido para o coeficiente de impulso em repouso.

Modificando também o valor do coeficiente de impulso em repouso, constata-se que a aproximação conseguida, ver Figura 4. 26, é bastante satisfatória, com excepção do ensaio P2T1, onde o módulo de distorção obtido para o segundo ciclo de descarga/recarga se afasta significativamente do medido no ensaio. Um outro aspecto a referir é que, no troço inicial das curvas apresentadas, a diferença entre o resultado do ensaio e o resultado da modelação numérica é sempre notória, sendo essa uma consequência da sobreescavação verificada, aspecto

relativamente ao qual não se conhece qualquer possibilidade de correcção, a não ser a tentativa de ajuste total da curva.

Para terminar, refira-se que a obtenção de parâmetros resistentes não constitui a principal preocupação associada à realização destes ensaios. Dada a elevada panóplia e número de ensaios de laboratório, os parâmetros resistentes podem ser derivados, com maior confiança, a partir destes.

4.4.4.3 Parâmetros de rigidez associados aos ensaios pressiométricos

O Quadro 4. 13 apresenta, em função dos melhores resultados de ajuste obtidos, e descritos no ponto anterior, os módulos de rigidez tangente inicial e os associados aos dois ciclos de descarga e recarga, para os vários ensaios. Refira-se que, sendo a informação da rigidez inicial um dos parâmetros de ajuste, os valores obtidos numericamente estão naturalmente em boa concordância com os resultados dos ensaios sísmicos entre furos. Do quadro consta ainda a comparação da rigidez associada aos ciclos de carga e descarga com a rigidez tangente inicial.

Quadro 4. 13 – Apresentação dos parâmetros de rigidez obtidos nos ensaios e na rectroanálise numérica

Ensaio	G_0^* (MPa)	Ciclo Descarga-Recarga 1			Ciclo Descarga-Recarga 2		
		G_{ur}^{ensaio} (MPa)	G_{ur}^{CAMFE} (MPa)	G_{ur}/G_0	G_{ur}^{ensaio} (MPa)	G_{ur}^{CAMFE} (MPa)	G_{ur}/G_0
P1-T1	91,3	7,4	40,0	0,44	39,0	39,7	0,43
P1-T2	111,8	44,4	44,9	0,40	47,4	47,5	0,42
P1-T3	107,6	57,3	57,3	0,53	58,6	58,0	0,54
P1-T4	131,8	68,0	72,0	0,55	69,0	78,3	0,59
P1-T5	206,0	106,2	99,0	0,48	99,0	103,1	0,50
P2-T1	270,4	224,4	229,0	0,85	347,0	214,0	0,79
P2-T2	267,8	144,6	144,5	0,54	166,4	165,6	0,62
P2-T3	474,3	224,4	219,0	0,46	230,8	225,8	0,48
P2-T4	398,9	181,2	182,0	0,46	196,1	200,0	0,50
P2-T5	345,8	140,6	182,0	0,53	208,7	200,0	0,58
P2-T6	691,2	312,5	326,5	0,47	357,1	355,0	0,51

*Valores obtidos a partir de C e n

Do quadro anterior é evidente a boa concordância conseguida entre os valores do módulo de distorção dos ensaios e os obtidos numericamente. Excepção a esta constatação é o ciclo de descarga 1 do ensaio P1-T1, uma vez que esta descarga foi ainda afectada pela sobreescavação, e os resultados do ensaio P2-T1, onde globalmente os resultados são pouco ajustados mas, sobretudo, a rigidez associada ao segundo ciclo de descarga/recarga.

Um aspecto muito interessante observado relaciona-se com a relação, deduzida para os resultados numéricos, entre G_{ur}/G_0 que, excluindo os dois resultados mencionados no parágrafo anterior, varia entre 0,40 e 0,62, com um valor médio de 0,50. Outro aspecto a denotar é a constância dos valores entre os vários ensaios, mesmo considerando a variação de materiais entre os dois furos. Como sugerido por alguns autores e particularmente por Fahey et al. (2003), o valor de G_{ur} pode muitas vezes ser usado como um bom valor de projecto para fundações em solos relativamente competentes, o que corresponderá a dizer com baixos níveis

de deformação. Nesta perspectiva poderiam ser também bons valores a considerar em obras de escavação, desde que bem dimensionadas e com suporte construído previamente à escavação.

O facto de se ter ajustado com relativo sucesso curvas numéricas aos resultados experimentais permite ainda a obtenção de curvas, numericamente bem definidas, para o comportamento do maciço, ou seja, é possível definir a rigidez secante para os vários níveis de deformação, obtendo-se assim, por via indirecta, uma curva de degradação da rigidez do terreno. Na Figura 4. 27 apresenta-se a degradação da rigidez do terreno em função do nível de deformação distorcional, enquanto na Figura 4. 28 a degradação da rigidez é apresentada em função da extensão da cavidade.

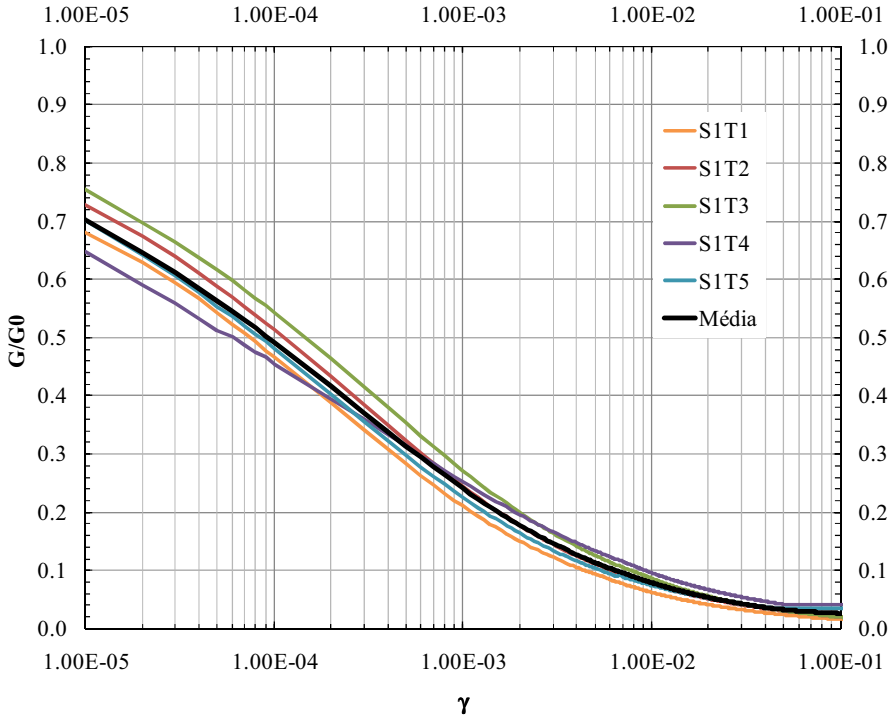


Figura 4. 27 – Degradação da rigidez do maciço para os vários ensaios pressiométricos no furo P1 em função da deformação distorcional;

A opção de representar as curvas de degradação em função da deformação distorcional e da deformação da cavidade prende-se com a intenção de relacionar estas curvas com o comportamento em laboratório, onde a medição da deformação radial é mais fiável. Acresce que no programa de cálculo utilizado para a modelação da estação Salgueiros é mais fácil a visualização dos resultados em função das extensões do que em função das distorções.

Todas as curvas apresentam um andamento muito semelhante e, mesmo no que refere ao intervalo de variação, este é bastante estreito. Na origem do gráfico apresentado, a variação entre os valores extremos é de cerca de 10% do valor de G_0. Este comportamento permite que se considere a curva média como representativa do material, servindo de curva de aferição para o solo residual testado.

Observando com mais detalhe as curvas, verifica-se que a curva associada ao ensaio 4 tem uma perca de rigidez inicial maior, sendo naturalmente mais esbatida para a gama de valores

apresentados. Tal comportamento está associado à obtenção de um parâmetro n mais elevado, 0,6, já que em todos os outros ensaios deste furo o valor de n obtido foi de 0,2.

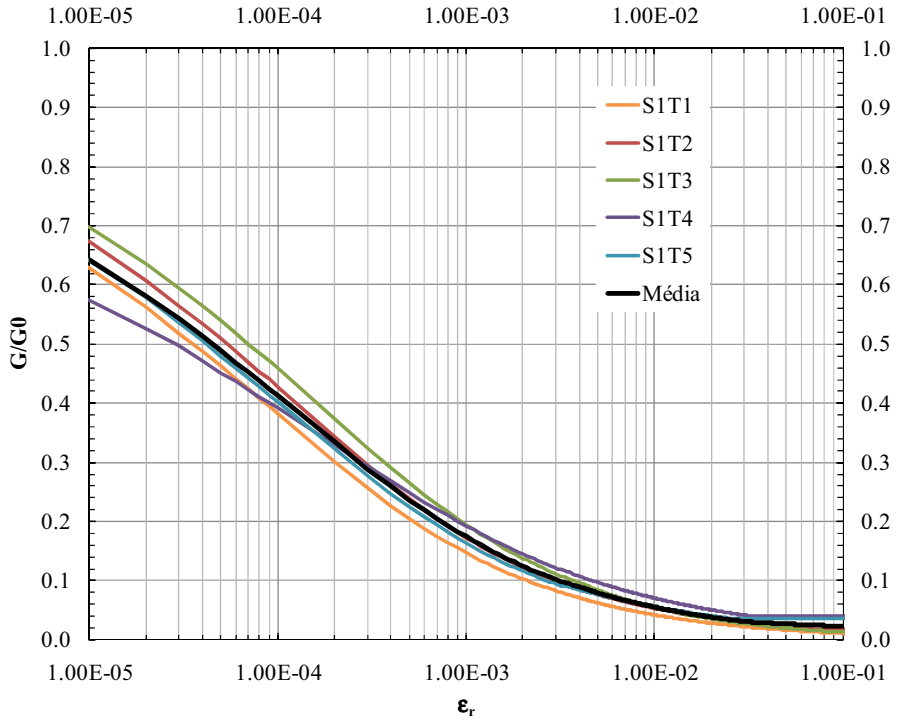


Figura 4. 28 – Degradação da rigidez do maciço para os vários ensaios pressiométricos no furo P1 em função da extensão da cavidade

Um aspecto interessante a comentar relaciona-se com a escolha de parâmetros para efeitos de projecto com base nos resultados de ensaios. Através da análise do Quadro 4. 13 tinha-se chegado à conclusão que o módulo de rigidez em descarga correspondia, grosso modo, a cerca de 50% do módulo de rigidez tangente inicial. Esse valor corresponde a extensões radiais da ordem de 1×10^{-4}, praticamente o limite inferior das deformações medidas, com confiança adequada, nos ensaios de laboratório. Se a sugestão de utilizar os módulos de descarga/recarga como referência para projecto for aceite (Fahey & Carter, 1993b), tal significa que, no que se refere aos ensaios de laboratório, pressupondo o uso de instrumentação interna de grande precisão, os valores tangentes iniciais serão uma boa referência, ainda sem contar com a perda de rigidez devido à perturbação da amostra. Este aspecto é muito relevante na medida em que está na base da escolha adequada de parâmetros para o projecto geotécnico.

Tendo presente que os materiais dos furos apresentam características manifestamente diferentes, sendo o material do Pressiómetro 2 rochoso, com um grau de alteração W4, elaboraram-se curvas de degradação para estes ensaios. Essas curvas são apresentadas na Figura 4. 29. Estas curvas são muito semelhantes às curvas correspondentes ao Pressiómetro 1 embora haja uma dispersão um pouco superior. Em qualquer dos casos parece razoável considerar-se modelos de degradação semelhantes, apesar da muito maior rigidez do material em que se realizou o Pressiómetro 2.

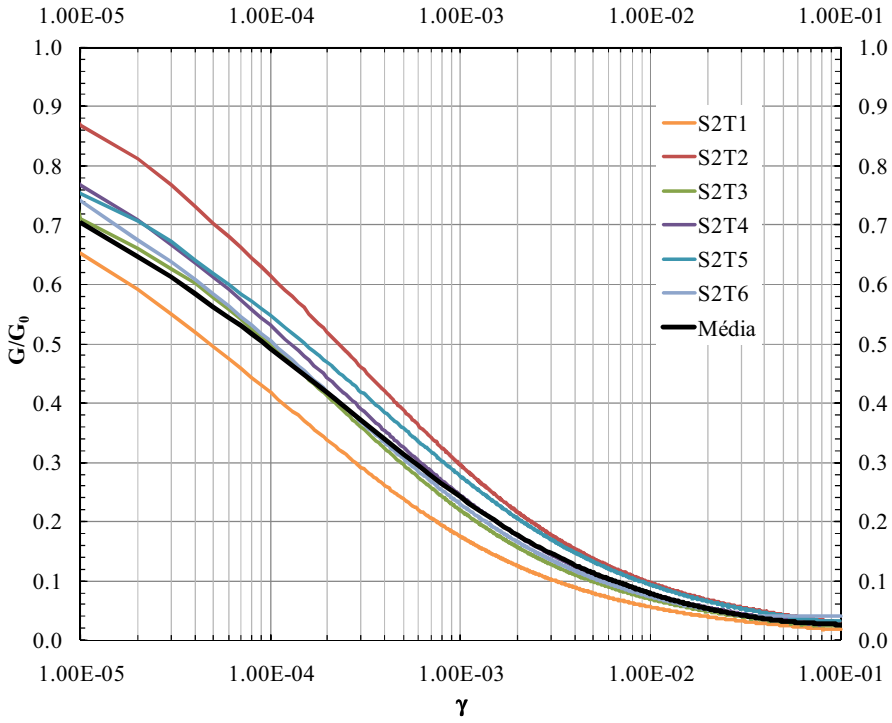


Figura 4. 29 – Degradação da rigidez do maciço para os vários ensaios pressiométricos no furo P2 em função da deformação distorcional;

4.4.4.4 Trajectórias de tensão típicas do pressiómetro

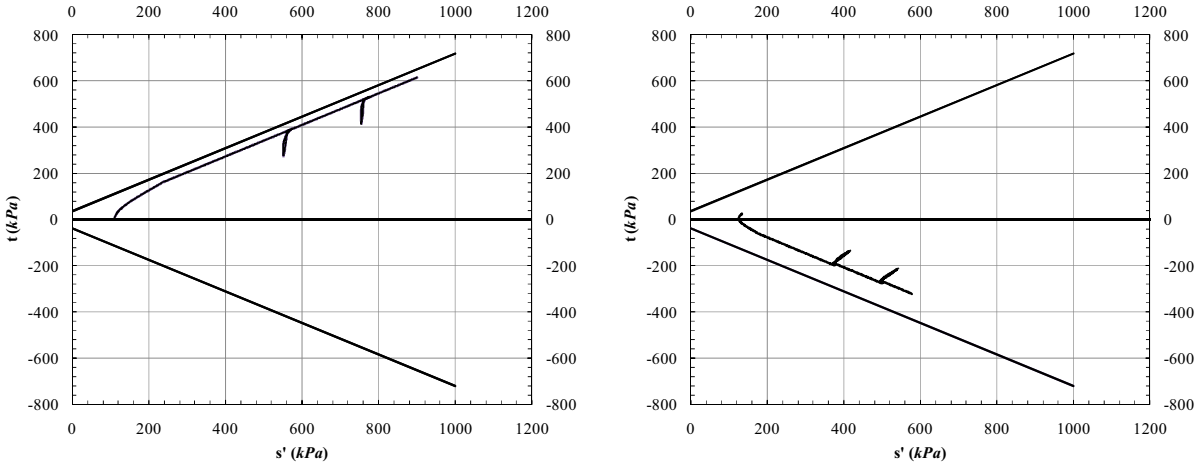
Tendo presente o bom ajuste conseguido entre alguns dos resultados numéricos e os ensaios realizados, traçaram-se algumas trajectórias de tensões típicas destes ensaios, tendo-se escolhido para o efeito o ensaio P1-T5. Escolheu-se este ensaio por pertencer ao Furo 1, que foi o furo que apresentou propriedades típicas de solos residuais do granito, e por se ter conseguido um bom ajuste dos módulos de distorção nos ciclos de descarga e recarga. As propriedades resistentes que resultaram da rectroanálise foram c'=50 kPa e ϕ'=45^0, valores que se podem considerar no extremo superior dos típicos para solos residuais do granito do Porto mas representativos do solo objecto do presente trabalho. O valor de K_0 obtido foi de 0,7-

Como foi demonstrado por Fahey & Carter (1993b), as tensões com maior interesse de serem representadas são as tensões no plano, isto é, tensões na direcção circunferencial e na direcção radial, por serem a tensão principal máxima e mínima respectivamente, nas fases mais relevantes do ensaio. A Figura 4. 30 a) apresenta as trajectórias de tensão no plano s'-t considerando as tensões na direcção radial e circunferencial. A Figura 4. 30 b) apresenta as trajectórias de tensão agora considerando a tensão radial e a tensão vertical.

Relativamente Figura 4. 30 refira-se, em primeiro lugar, que o facto de não se atingir a rotura resulta de a modelação numérica ter por base uma adaptação do modelo hiperbólico, onde a rotura apenas se atinge para uma deformação infinita.

Num material puramente elástico a trajectória de tensões no plano horizontal tenderia a ser vertical. O rápido crescimento da tensão radial e a concomitante diminuição da tensão circunferencial faz com que, rapidamente, o material se aproxime da sua cedência,

redistribuindo esforços para os elementos adjacentes. Assim a trajectória típica é de aumento da tensão média, num movimento quase paralelo à envolvente de rotura.



a) b)

Figura 4. 30 – Trajectórias de tensões típicas do pressiómetro: a) plano horizontal; b) plano formado pela tensão vertical e tensão radial

Note-se que nos ciclos de descarga e recarga a trajectória de tensões é quase vertical, com uma trajectória mais próxima do comportamento elástico linear referido no parágrafo anterior, uma vez que o material se afasta da sua envolvente de rotura, e possui um comportamento muito semelhante ao comportamento de um material elástico linear.

Considerando agora a trajectória de tensões para a tensão vertical e radial, o aspecto mais importante a realçar prende-se com a rotação das tensões, uma vez que ao fim de um pequeno incremento da tensão radial esta passa a ser tensão principal máxima, ao passo que a tensão vertical passa a ser a tensão principal intermédia. Naturalmente que, sendo a tensão vertical a tensão principal intermédia, não é este par de tensões o condicionante em termos de resistência do material e a trajectória aqui apresentada se encontra sempre mais distante da envolvente de rotura do que a trajectória correspondente às tensões no plano.

4.4.5 Discussão dos valores do Coeficiente de impulso em repouso

Ao se atentar nos valores do coeficiente de impulso em repouso obtidos para os ensaios realizados no Furo 1, verifica-se que estes variam entre 0,57 e 0,74 com um valor médio de 0,67, isto considerando os valores de rectroanálise numérica. Estes valores estão em muito boa concordância com os obtidos no Quadro 4. 10, situando-se, em termos médios, entre as duas alternativas aí consideradas. Usando como interpretação a tensão de *lift-off,* o valor médio de K_0, para os ensaios do Furo 1, é de 0,62, variando entre 0,59 e 0,66 (não se considera o valor de 0,43 do ensaio P1-T2). Já usando a técnica adaptada do Pressiómetro de *Ménard,* o valor médio de K_0 é de 0,70, variando entre 0,67 e 0,74, se bem que, usando esta técnica, não se obteve resultados confiáveis num dos ensaios. Dir-se-á que, para o caso dos ensaios em solos residuais, a rectroanálise conduziu a valores muito dentro das gamas definidas pelas outras duas metodologias usadas.

Em face do atrás exposto, parece claro que, mesmo tendo presente que a sobreescavação verificada nos ensaios prejudicou a sua qualidade, os valores do coeficiente de impulso em repouso encontrados para os solos residuais estudados neste trabalho são, com certeza, superiores a 0,6, estando o seu valor médio mais próximo de 0,7. Estes números foram confirmados usando duas técnicas de interpretação distintas e corroborados pela rectroanálise numérica, em que se procurou ajustar a globalidade das curvas obtidas nos ensaios SBP.

Refira-se ainda que valores de K_0 tão elevados constituem uma novidade muito relevante para o projecto de obras geotécnicas na cidade do Porto. A única determinação até agora conhecida é da autoria de Viana da Fonseca & Almeida e Sousa (2001) e aponta para valores da ordem de 0,4, embora em materiais mais alterados e, logo, menos resistentes do que os aqui estudados. Usando a equação 4. 24, proposta por Jaky (1944), e considerando um ângulo de atrito de cerca de 40^0, obter-se-ia um valor de K_0 de 0,36, valor ainda inferior ao acima referido.

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \qquad 4.\ 24$$

O uso desta expressão é prática comum no meio geotécnico nacional, mesmo para solos residuais. Viana da Fonseca & Almeida e Sousa (2001) afirmaram ainda que o valor do coeficiente de impulso em repouso tende a diminuir com o grau de alteração, conclusão que é corroborada pelos resultados ora obtidos.

No que concerne aos ensaios no furo P2, já foi referido a propósito dos parâmetros resistentes encontrados e das próprias curvas pressão *vs* expansão da cavidade, que se trata de materiais do tipo rochoso, granito com grau de alteração W4. Será porventura discutível até que ponto o modelo hiperbólico utilizado nas modelações será adequado à simulação do maciço em causa, porém, as diferenças de resultados são tão marcantes que se crê as principais conclusões não serão prejudicadas por essa limitação.

Os valores do coeficiente de impulso em repouso encontrados neste furo variam entre 0,80 e 1,40, com um valor médio de 1,19. Excluindo o ensaio 1, onde o ajuste foi mais precário, obtêm-se valores de K_0 entre 1,10 e 1,40, com um valor médio de 1,27. Dir-se-á pois que em materiais do tipo rochoso, mesmo alterados, os coeficientes de impulso em repouso tenderão a ser mais próximos da unidade, até porque, em termos de história geológica, não se conhecem no Porto fenómenos de descompressão significativa do maciço rochoso, a não ser nas zonas mais próximas do rio Douro.

4.5 Medição do nível de sucção *in situ*

4.5.1 Enquadramento bibliográfico

A modelação numérica de um terreno em condições não saturadas pressupõe, naturalmente, o conhecimento da variação do nível de sucção nos vários pontos do maciço. Tal é um assunto complexo, de difícil determinação e que pressupõe, na maioria das vezes, o uso de métodos aproximados, simplificados.

A Figura 4. 31, da autoria de Fredlund & Rahardjo (1993) apresenta perfis típicos das pressões de água nos poros e a sua evolução em profundidade.

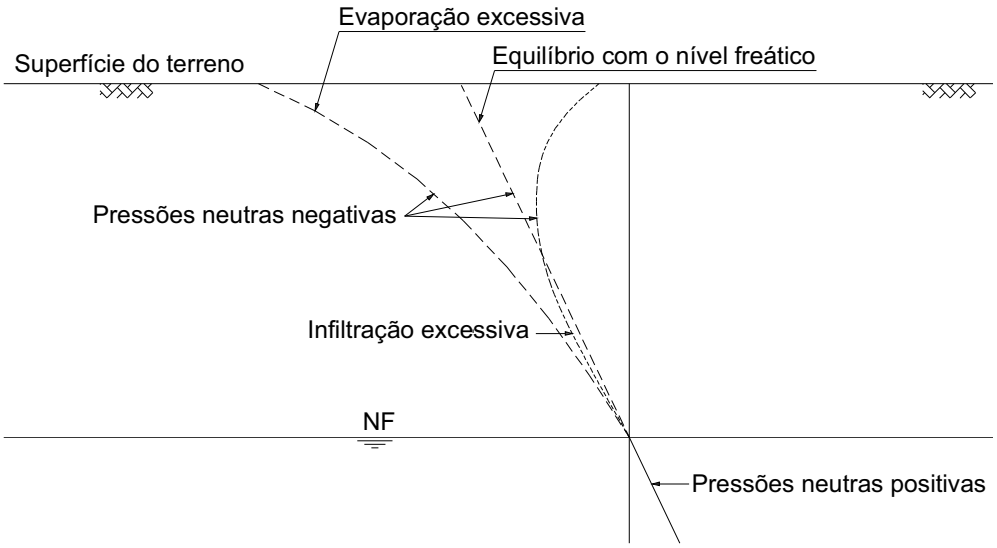


Figura 4. 31 – Perfis típicos de pressões de água negativas num terreno em condições não saturadas, ao longo do ano

Como mostra a Figura 4. 31, há variações muito significativas ao longo do ano do perfil de pressões neutras, sendo essa variação dependente da temperatura ambiente, da precipitação e da existência de zonas de sombra criadas por barreiras à superfície. Parece claro que, por exemplo, o terreno debaixo de uma fundação tem variações de sucção ao longo do ano muito menores do que as de um terreno em que a luz solar incide directamente. A própria variação do nível freático produz respostas mais ou menos rápidas e diferentes em função da geometria e características dos solos, o que também influi no perfil de sucção que se estabelece num determinado terreno Fredlund & Rahardjo (1993).

A maior partes dos trabalhos que tentam monitorizar o assunto não procuram, como no caso desta tese, o melhor perfil para a simulação de uma escavação, mas sim perceber a influência de fenómenos como a precipitação na variação dos níveis de sucção instalados no terreno (Lim et al., 1996, Ng e tal., 2003).

De forma a se tentar compreender a importância da variação anual da sucção nos solos estudados realizou-se uma instalação piloto em que se procurou medir os níveis de sucção instalados no terreno a várias profundidades. No ponto que se segue apresenta-se essa instalação e os resultados obtidos desde a data de instalação até ao final do ano de 2008.

4.5.2 Descrição da instalação piloto

Num local que não a estação Salgueiros, procedeu-se à instalação em duas posições distintas, mas muito próximas, de 8 tensiómetros a profundidades variáveis entre os 1,0 *m* e os 4,50 *m*. Para tal instalaram-se medidores de humidade da marca *Watermark – Copersa (*modelo SENW15SS - http://www.copersa.com/folletosensormedidor.pdf).

O local de instalação dos tensiómetros foi o mesmo onde se desenvolveu um campo experimental no âmbito da conferência ISC'2, local detalhadamente descrito e caracterizado em termos geotécnicos por Viana da Fonseca et al. (2006). Trata-se de um solo residual do granito do Porto, mais alterado que o material estudado no âmbito desta tese e ligeiramente menos grosseiro. A Figura 4. 32 apresenta a curva de retenção do material correspondente ao local

onde se instalaram os tensiómetros e a Figura 4. 33 apresenta alguns pormenores da sua instalação.

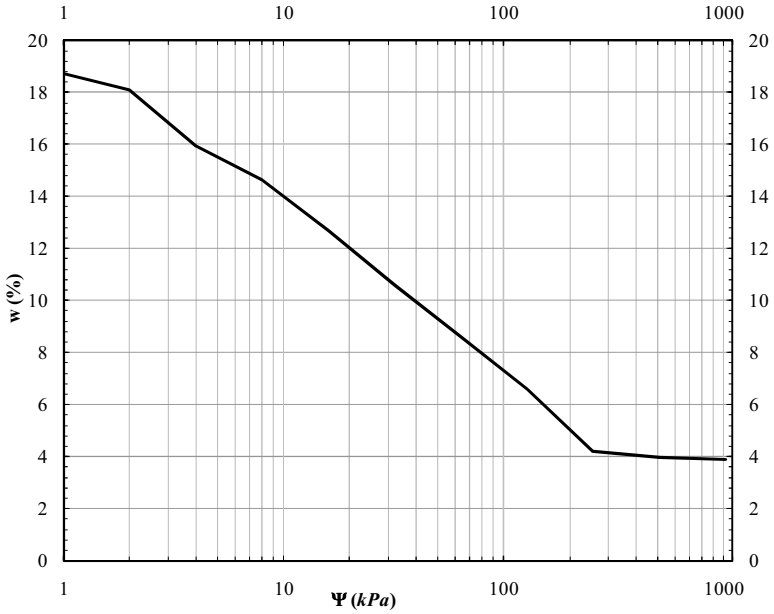


Figura 4. 32 – Curva de retenção do material onde se instalaram os tensiómetros

a) b)

c) d)

Figura 4. 33 – Detalhes da instalação dos tensiómetros: a) colocação dos tensiómetros no furo; b) apiloamento do material; c) peneiração do material; d) aspecto protecção final

Aproveitando-se a realização no local de sondagens, instalaram-se em dois furos, afastados em planta de cerca de 5,0 *m*, 8 tensiómetros. Num dos furos, foram instalados às profundidades de 4,5 *m*, 3,5 *m*, 2,5 *m* e 1,5 *m*. No furo adjacente as profundidades de instalação foram, comparativamente, 0,5 *m* acima, ou seja entre um mínimo de 1,0 *m* e um máximo de 4,0 *m*.

Dado tratar-se de uma instalação piloto, importa referir alguns cuidados tidos para que, em subsequentes trabalhos do género, possam ser repetidos ou eventualmente melhorados. Tendo presente as profundidades relativamente importantes de colocação dos tensiómetros, era impossível a sua cravação, daí o uso de furos de sondagem previamente executados. Tal opção implica a destruição da estrutura do solo, aspecto primordial no comportamento de solos residuais mas, no que refere à curva de retenção do material tal não implica grandes alterações de comportamento. Este aspecto foi validado por algumas curvas de sucção realizadas em material remoldado e indeformado, o que permitiu o confronto.

O preenchimento do furo foi realizado com o material extraído durante a perfuração, eliminando-se essencialmente os grãos de cascalho. Para que o material não ficasse demasiado solto, durante o preenchimento era compactado com um pilão ligado à superfície por um cabo.

Esta operação foi realizada em Maio de 2007, acumulando-se neste momento um conjunto de medições correspondentes a um período de cerca de um ano e meio.

4.5.3 Apresentação e análise dos resultados obtidos

Após a instalação dos tensiómetros iniciou-se a sua leitura que, numa fase inicial, era feita 3 vezes ao dia: nascer do dia; meio-dia e final da tarde. Esta frequência, muito apertada, evidenciou a ausência de variações ao longo do dia pelo que se passou a efectuar apenas uma leitura diária. Tal observação permitiu perceber desde logo que a resposta no maciço é bem mais lenta que os ciclos do dia, mesmo que se esteja em períodos de intenso calor ou chuva.

Na Figura 4. 33 mostram-se os resultados das medições efectuadas no período em causa, para os pontos às várias profundidades. Da análise da figura resulta que a oscilação verificada é tanto maior quanto o ponto se encontra mais próximo da superfície. Tal constatação é também visível na Figura 4. 31 e não constitui surpresa na medida em que a absorção de água, em períodos de precipitação intensa, ou a perda de água por evaporação, nos períodos de temperatura ambiente mais elevada, se faz pela superfície do terreno. Assim sendo, quanto mais próximo da superfície maiores serão as variações observadas.

Um outro aspecto importante relaciona-se com o andamento sensivelmente homólogo das várias curvas. Apesar de localmente se notarem alguns picos, é claro que os valores máximos registados ocorrem por volta de Novembro e os valores mínimos perto do início do Verão. Este último coincide, tipicamente, com o fim do período de maiores chuvas enquanto que, relativamente aos valores máximos, pode-se dizer que talvez fossem expectáveis ligeiramente mais cedo no ano. Para tal comportamento terá seguramente contribuído o facto de nos dois anos analisados os meses de Outubro e de Novembro terem sido meses de anormal baixa precipitação.

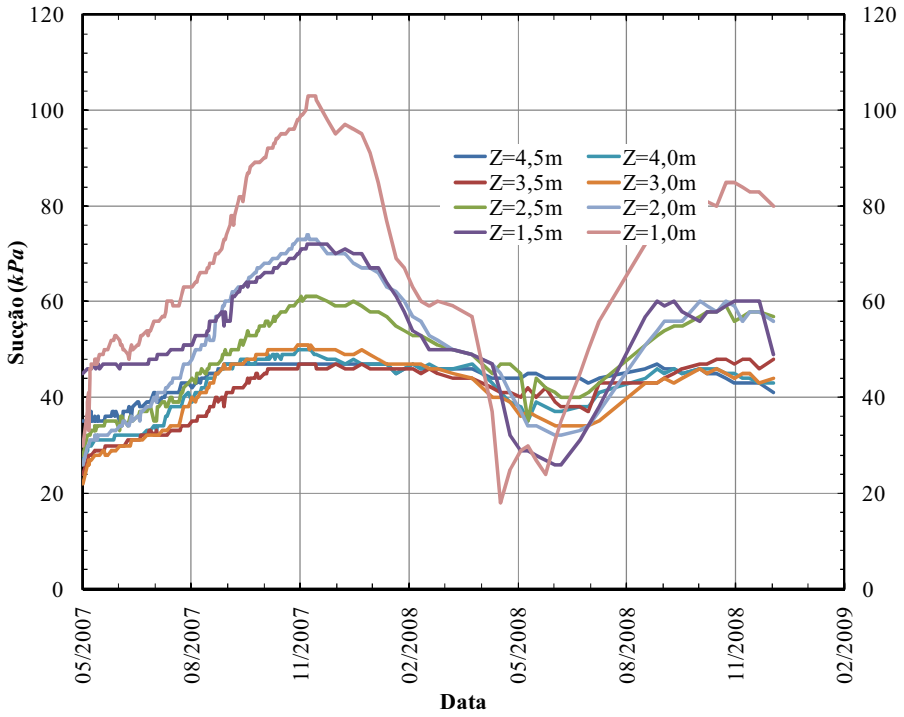


Figura 4. 34 – Evolução da sucção ao longo do ano

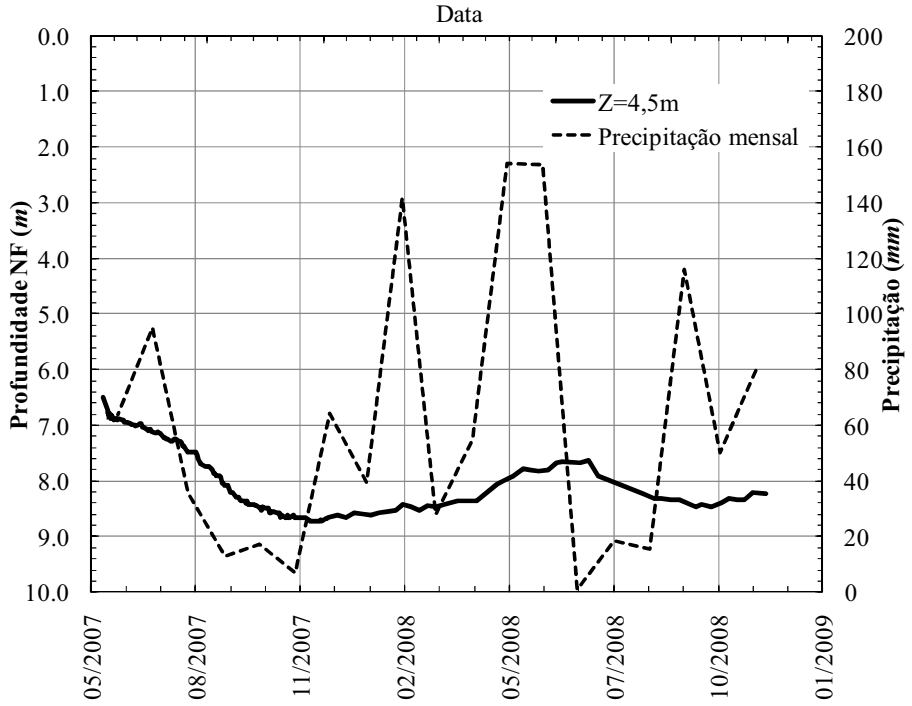
O facto de não se sentirem variações significativas em períodos da ordem de grandeza da semana, pode permitir usar sucções de referência para projecto sem receio de que uma chuvada intensa produza variações quase instantâneas ao nível da sucção instalada no terreno.

Como para um dado terreno, se se abstrair o comportamento histerético da curva de retenção, a variação do nível de sucção implica necessariamente uma variação da quantidade de água, importa perceber quais os fenómenos que podem conduzir a essa mudança. Um deles já foi referenciado, e diz respeito às trocas através da superfície: evaporação nos períodos de maior calor; infiltração nos períodos de chuva intensa. O outro fenómeno está relacionado com a variação da posição do nível freático e, portanto, com o movimento de águas subterrâneas, se bem que também influenciado pelo primeiro aspecto referido.

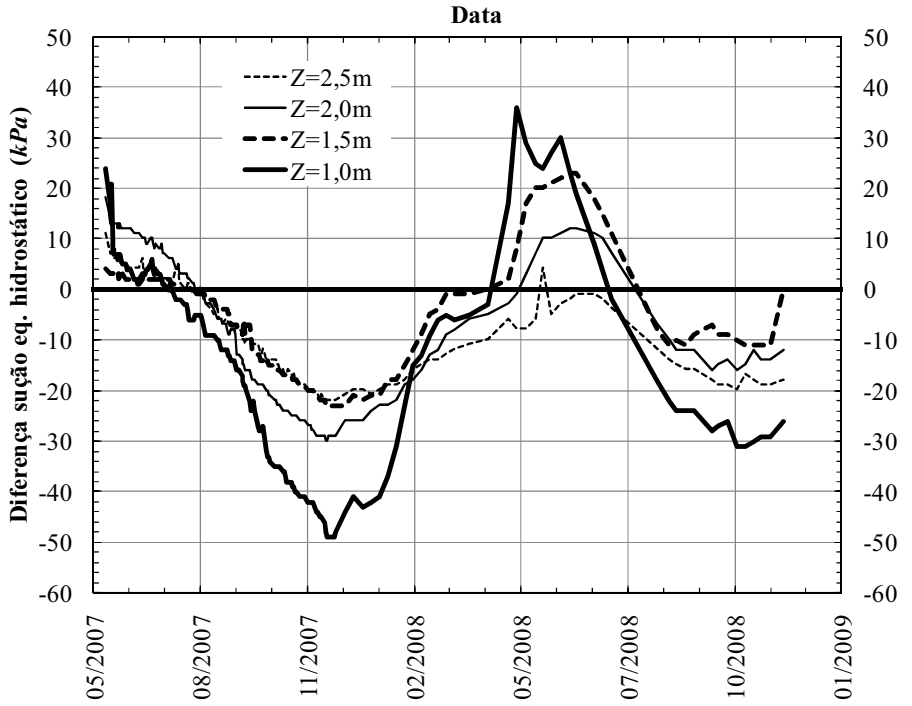
Tendo presentes as duas causas apresentadas, parece legítimo inferir que, nos pontos a maiores profundidades, a variação da sucção será mais influenciada, ou mesmo só, pela posição do nível freático, sendo que esta posição tem reflexos na medição de sucção em qualquer um dos tensiómetros. Já nos tensiómetros mais superficiais, serão os efeitos de evaporação/transpiração a ter maiores repercussões nos valores de sucção medidos. Tal cenário parece ainda ganhar mais força ao se verificar que os 4 tensiómetros mais profundos possuem um andamento muito semelhante, ao passo que os 4 mais superficiais possuem um andamento muito mais amplificado.

Procurou-se então uma interpretação em que se admitiu que a variação da sucção nos quatro tensiómetros mais profundos, os mais estáveis, era apenas o reflexo da variação do nível freático enquanto, nos quatro mais superficiais, os valores medidos resultavam da sobreposição deste factor com os fenómenos de evaporação/infiltração. A Figura 4. 35 a) apresenta a posição do nível freático admitindo que os 4 tensiómetros localizados a maiores profundidades reflectem

apenas as variações do nível freático. Da mesma figura constam as precipitações mensais para o período em causa. A Figura 4. 35 b) apresenta, para os 4 tensiómetros mais superficiais, as diferenças entre a sucção medida e a sucção que resultaria caso o seu valor fosse determinado apenas por fenómenos de equilíbrio com o nível freático.



a)



b)

Figura 4. 35 a) Variação da posição do Nível freático ao longo do ano; b) Diferenças entre a sucção por equilíbrio hidrostático e a sucção realmente medida

No que concerne ao nível freático, refira-se que este poderia ser facilmente controlado pela instalação de um piezómetro no local, mas como tal não foi possível à data, teve que se procurar interpretações com os elementos disponíveis. Da análise da Figura 4. 35 a) verifica-se uma oscilação máxima do nível freático da ordem dos 2,0 m, sendo a profundidade máxima atingida por volta de Novembro e a profundidade mínima atingida por volta de Maio, datas totalmente coincidentes com o registo dos valores extremos de sucção. Esta variação coincide com a registada por Viana da Fonseca et al. (2004) e Viana da Fonseca et al. (2006).

O gráfico da Figura 4. 35b) permite quantificar a oscilação do nível de sucção relativamente ao equilíbrio hidrostático, o que pode ser um parâmetro muito importante em projecto. O que se verifica é que, relativamente à referência hidrostática, a sucção é mais elevada nos períodos de forte evaporação (diferencial negativo) e mais baixa nos períodos de infiltração de água no terreno (diferencial positivo), comportamento que corresponde ao apresentado pela Figura 4. 31. No ponto mais superficial, essa amplitude chega a ser de quase 100 kPa, sensivelmente 50 kPa a mais ou a menos, o que representa uma variação muito importante na coesão aparente instalada no terreno e que obriga à consideração do fenómeno nas análises de obras reais.

À medida que se progride em profundidade, o efeito vai-se esvanecendo, sendo, a 2,5 m de profundidade, a amplitude máxima deste fenómeno da ordem dos 24 kPa, ou seja passa a ser da mesma ordem de grandeza da variação de sucção devida ao nível freático.

O comportamento observado e descrito nos parágrafos anteriores permite sugerir que, para efeitos de consideração do ganho devido à sucção na resistência e deformabilidade em projecto, se actue com precaução, de forma a se ter em conta possíveis variações relativamente rápidas associados à infiltração de águas, em especial nos períodos de chuva mais intensa.

Refira-se ainda o particular interesse associado a esta instalação piloto, reforçando-se aqui a necessidade de, em instalações semelhantes a desenvolver no futuro, haver monitorização do nível freático por um processo directo.

4.6 Breve resumo do capítulo

Ao longo deste capítulo apresentaram-se os trabalhos de caracterização *in situ* efectuados na estação Salgueiros. Uma parcela desses trabalhos foi realizada no âmbito do projecto de execução da referida estação e incluiu sondagens, ensaios SPT e alguns Pressiómetros de *Ménard.* Para se completar a caracterização de campo efectuaram-se algumas sondagens adicionais, ensaios sísmicos entre furos e ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge.*

A realização de ensaios sísmicos entre furos permitiu a determinação de valores do módulo de distorção para muito pequenas deformações, G_0, em dois locais distintos, fornecendo uma percepção da evolução deste parâmetro em profundidade. Em função da proximidade a alguns ensaios SPT, procurou-se uma correlação entre o número de pancadas no ensaio SPT e o valor de G_0, o que pode permitir uma obtenção dos módulos de distorção noutros locais, dado o significativo número de ensaios SPT. Para essa correlação, que se revelou muito difícil, obtiveram-se algumas equações sendo, aquela que se considera mais representativa, por ser a

que melhor se ajusta em simultâneo ao maior número de resultados, quantificada pela expressão que se segue:

$$G_0 = 52 \cdot N_{60}^{0,38} \qquad 4.\ 15$$

A realização de ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge* permitiu estimar o valor do coeficiente de impulso em repouso, além de parâmetros resistentes e de deformabilidade. Este estudo reveste-se de uma significativa importância regional dado que, até ao momento, existia uma única determinação *in situ* do coeficiente de impulso em repouso nos solos residuais do granito do Porto. Apesar da dificuldade de interpretação dos resultados, devido à existência de alguma sobreescavação durante a perfuração, o uso de 3 metodologias distintas mostrou que os valores de K_0 mais representativos dos solos residuais avaliados assumirão valores mínimos da ordem de 0,6 a 0,7, o que representa um valor superior ao até agora conhecido. Entrando-se no campo dos materiais rochosos, com grau de alteração W4, esse coeficiente cresce ainda mais, aproximando-se do valor unitário. Esta descoberta reveste-se de importância vital para o dimensionamento de obras de contenção nos solos residuais do granito.

Numa experiência piloto, realizada no campo experimental da FEUP, mediram-se sucções *in situ,* tendo-se confirmado a validade da consideração de um perfil de sucção linear, em equilíbrio com as pressões de água. Verificou-se ainda que a franja superficial sofre oscilações significativas durante o ano, mas essa oscilação é relevante numa espessura superficial relativamente reduzida, da ordem dos 3 *m*.

5

DESCRIÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA ESTAÇÃO SALGUEIROS

5.1 Introdução

Como já foi salientado, a estação Salgueiros, construída no âmbito da empreitada do Metro Ligeiro do Porto, constituiu a primeira inspiração e motivação para a presente tese devido ao seu carácter inovador e ao arrojo e sucesso que constituiu esta aplicação, uma das primeiras em Portugal do Método de Escavação Sequencial em ambiente urbano. Dada a complexidade da obra, a compreensão e análise em detalhe do seu comportamento são um caminho para o domínio do método, facilitando a generalização da sua aplicação a outras estruturas em ambiente urbano. Compreende-se pois que os últimos capítulos deste trabalho sejam dedicados, em exclusivo, ao estudo desta estação. Este capítulo será dedicado à descrição e análise detalhada do comportamento observado, fazendo sempre o contraponto com as premissas de projecto. O próximo capítulo será devotado à apresentação dos cálculos numéricos realizados e à comparação dos resultados obtidos com o comportamento real observado.

Figura 5. 1 – Planta de localização da estação Salgueiros – Imagem *Google Earth*

A estação Salgueiros encontra-se no centro da cidade do Porto, no antigo estádio Vidal Pinheiro, recinto desportivo do Sport Comércio e Salgueiros. O centro geométrico da estação possui coordenadas M=-39067,1875 e P=164790,5362. A Figura 5. 1 apresenta uma imagem, extraída do programa *Google Earth,* com a localização da estação, sendo que à data da fotografia de satélite estava-se a iniciar a construção das estruturas internas da estação.

5.2 Descrição estrutural da solução adoptada

Como ilustra de forma muito clara a Figura 5. 2, a estação Salgueiros é materializada pela intersecção de duas elipses em planta, envolvendo a área rectangular necessária para a construção da estação de metro. A Figura 5. 2 apresenta a geometria da estação com inclusão das dimensões dos principais elementos estruturais.

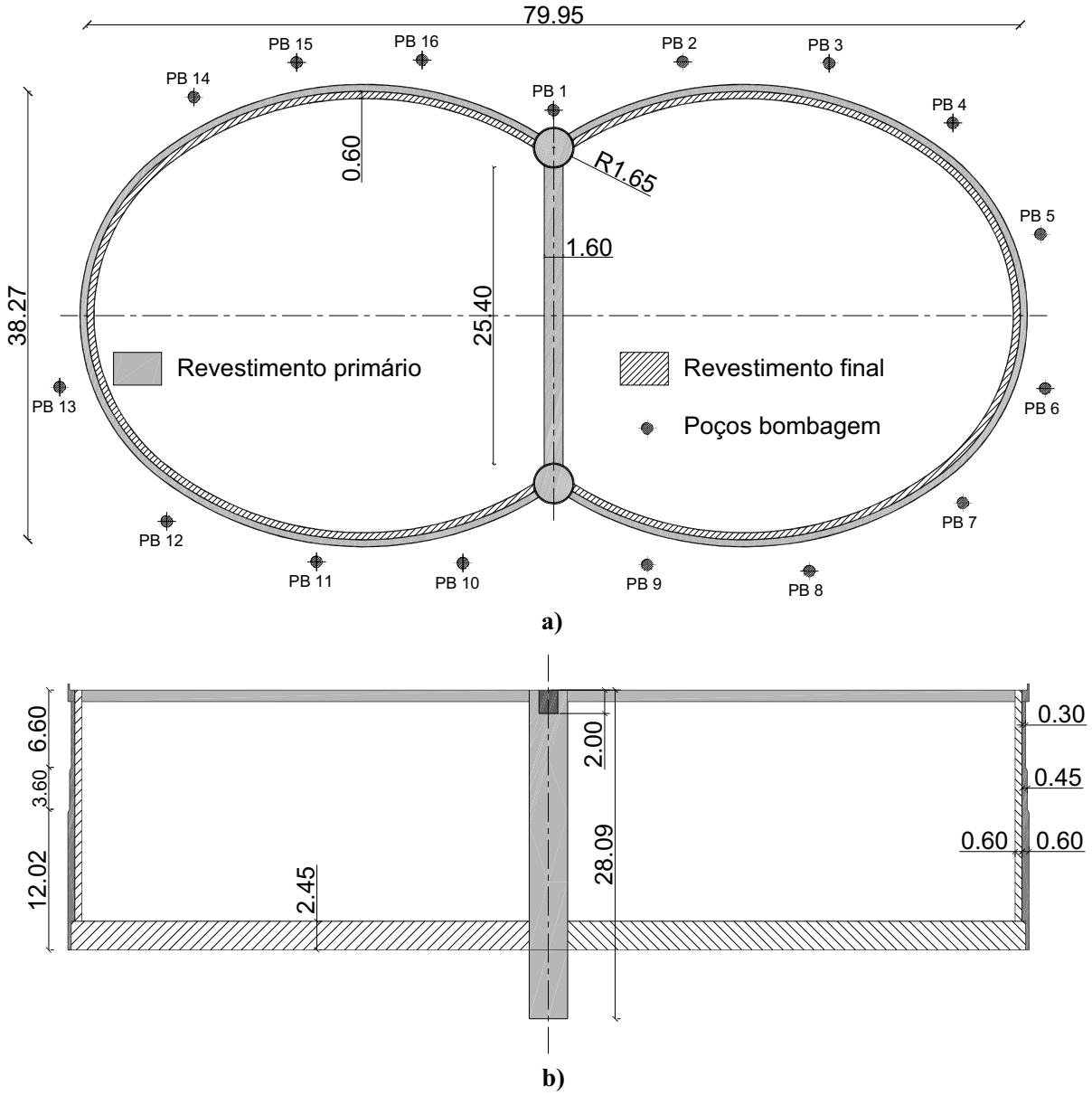


Figura 5. 2 – Geometria da estação de metro Salgueiros: a) planta da estação; b) corte longitudinal pelo eixo da estação

Para se ter uma noção das quantidades envolvidas, o volume de escavação foi de 55000 m^3.

A primeira etapa da construção consistiu na execução de dois poços circulares com 3,30 m de diâmetro, nos pontos de intersecção das duas elipses. Estes poços também foram materializados pelo Método de Escavação Sequencial, em patamares de escavação de 1,0 m e com uma espessura de betão projectado de 10 cm. A Figura 5. 3 a) apresenta uma fotografia do interior dos poços circulares, já próximo do final da escavação, enquanto a Figura 5. 3b) apresenta um aspecto da armadura final dos poços, instantes antes de ser colocada.

a) b)

Figura 5. 3 – Pormenores da construção dos poços circulares: a) escavação e colocação do suporte; b) colocação das armaduras dos poços

Terminada a construção dos pilares verticais, procedeu-se à construção da viga horizontal de ligação do topo desses pilares e da viga de coroamento. Esta possui uma secção rectangular de 60 cm de largura por 100 cm de altura. A viga de travamento horizontal, elemento que desempenha uma função fundamental no equilíbrio da estrutura durante a fase de escavação, tem secção transversal rectangular de 160 $cm \times 200$ cm. A Figura 5. 4 a) ilustra a construção da viga de coroamento e a Figura 5. 4 b) apresenta a viga transversal antes da betonagem.

a) b)

Figura 5. 4 – Construção dos elementos estruturais à superfície: a) construção da viga de coroamento; b) armaduras da viga transversal

Após a betonagem dos elementos à superfície, a construção avançou seguindo o Método de Escavação Sequencial com painéis de 1,80 *m* de altura. O comprimento de abertura de cada painel foi variável, entre um mínimo de 6,0 *m* e um máximo de 12,0 *m,* em função das qualidades locais do maciço. Após a abertura de cada painel foi imediatamente projectado betão, com uma espessura de 0,30 *m,* até aos 6,60 *m* de profundidade, de 0,45 *m,* entre os 6,60 *m* e os 10,20 *m* de profundidade, e de 0,60 *m,* até ao fundo da escavação. A Figura 5. 5 apresenta alguns pormenores destas etapas.

Em termos definitivos o suporte apresenta uma espessura de 0,60 *m*, constante ao longo de toda a altura da escavação, e a escavação para a laje de fundo uma espessura média de 2,45 *m*. O travamento definitivo das paredes, mesmo tendo presente o seu formato elíptico, é conseguido através das lajes de piso, a saber: laje de fundo, piso técnico, mezanino alto e laje de cobertura. Estes 4 níveis de travamento, de grande rigidez, fazem com que as paredes na solução definitiva sejam muito menos esforçadas dos que as paredes de contenção na solução provisória.

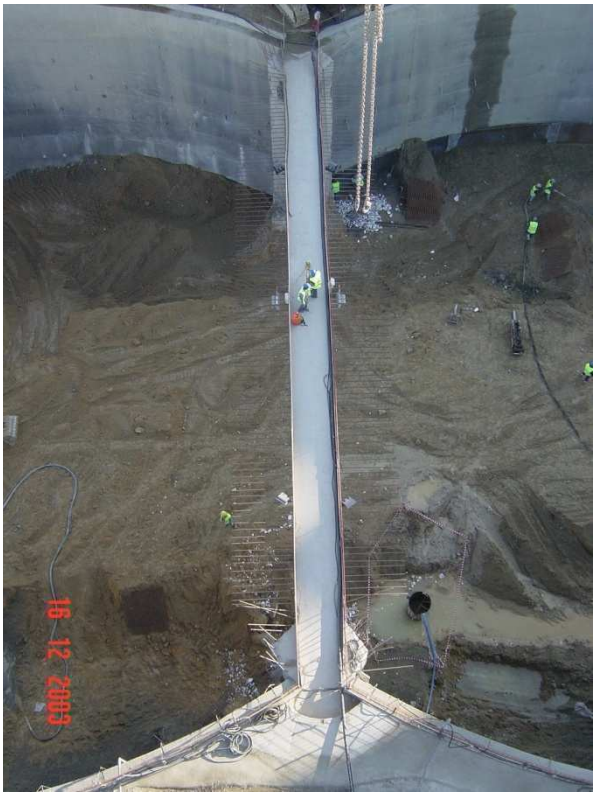
a)

b)

c)

d)

Figura 5. 5 - Alguns pormenores do aprofundamento da escavação: a) início da escavação dos painéis; b) aspecto geral após a escavação do primeiro nível; c) projecção de betão; d) aprofundamento de um painel
(continua)



e)

f)

Figura 5. 5 – Alguns pormenores do aprofundamento da escavação: e) viga central; f) perspectiva geral da escavação na sua fase final.

A Figura 5. 6 apresenta duas fotografias relativas à fase de construção das estruturas internas da estação.

a)

b)

Figura 5. 6 – Construção das estruturas internas da estação: a) pormenor da armação da laje de fundo; b) betonagem das paredes definitivas

Como referido em capítulos anteriores, a condição não saturada assume importância vital no comportamento deste tipo de escavações. O rebaixamento do nível freático foi conseguido mediante a realização de 16 poços de bombagem localizados no contorno da escavação. O rebaixamento do nível freático ocorreu praticamente em coincidência com o início de escavação pelo que se pode assumir que o solo se encontrava numa condição não saturada aquando da escavação. De qualquer modo, acautelando a hipótese de o processo de consolidação ser relativamente mais lento que o expectável, foram instalados nas paredes de contenção geodrenos com cerca de 3 m de comprimento, facilitando o processo de dissipação de eventuais excessos de pressão neutra. De facto, pelo menos para os níveis mais profundos de geodrenos, verificou-se ainda algum corrimento, como aliás se pode constatar pela observação da Figura 5. 6 a).

No que refere aos materiais adoptados, o betão projectado foi da classe C25/30 enquanto o betão moldado foi da classe C30/37. Todas as armaduras eram da classe S400.

5.3 Planeamento construtivo

Um dos aspectos que porventura torna as escavações pelo Método de Escavação Sequencial mais atractivas é a redução do tempo necessário para a realização das operações de escavação e suporte. Como a contenção não possui qualquer elemento externo à própria parede, como sejam ancoragens, pregagens ou escoras, reduz-se ao mínimo os tempos de paragem entre cada uma das operações. Tal torna possível a escavação dos vários patamares em tempos muito curtos, tendo reflexos muito positivos no cronograma da obra.

A questão dos tempos de construção não é apenas relevante de um ponto de vista prático e económico, mas também do ponto de vista técnico. A questão das escavações em condições não saturadas acopla as questões mecânicas e hidráulicas. Sendo assim há interacções entre os fenómenos, dependendo o próprio comportamento mecânico dos tempos de construção, mesmo não considerando qualquer fenómeno de fluência para os materiais.

Para se conseguir uma correcta modelação de um caso de obra real é pois necessário a consideração dos tempos adequados de construção. No caso da estação Salgueiros a relevância do aspecto é menor já que o rebaixamento do nível freático, anterior à escavação, tornou o comportamento hidráulico praticamente independente dos tempos de escavação.

Não obstante, apresenta-se na Figura 5. 7 o cronograma com o planeamento balizado para a construção da estação Salgueiros. Dá-se, naturalmente, mais ênfase ao detalhe das operações relativas às intervenções eminentemente geotécnicas.

Os dados mais importantes da Figura 5. 7 estão necessariamente relacionados com a fase de escavação, tendo decorrido cerca de 36 semanas até ao término completo desta fase. No entanto uma parcela muito significativa deste tempo está relacionada com a execução dos poços verticais de pequena diâmetro, operação que necessitou de 12 semanas, já que, sendo escavados em patamares de 1,0 m e num espaço muito exíguo, era reduzida a possibilidade de uso de equipamentos de alto rendimento.

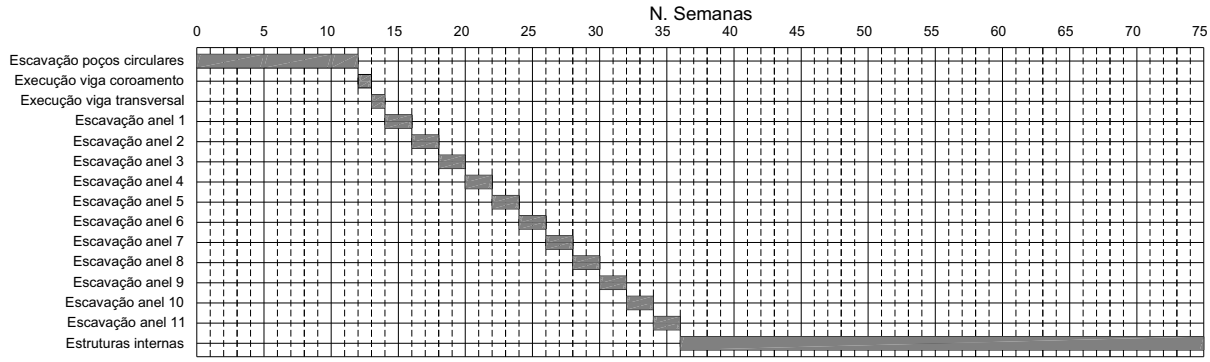


Figura 5. 7 – Cronograma balizado para a escavação e contenção da estação Salgueiros

No que refere à escavação propriamente dita, cada anel necessitou de, aproximadamente e em termos médios, 2 semanas para a sua concretização, tendo portanto demorado quase 5 meses.

5.4 Análise do comportamento da obra

5.4.1 Plano de monitorização

As obras geotécnicas obrigam a um controlo e validação do seu comportamento durante a fase de construção pelo que, como peça do próprio projecto, deve haver um plano de monitorização que não só especifique o tipo de instrumentos a utilizar como também defina a frequência de leituras e as acções a tomar, caso se notem comportamentos divergentes dos previstos em projecto.

Na estação de Salgueiros, devido ao seu carácter inovador e à construção em ambiente urbano, o projecto preconizou um vasto conjunto de instrumentos, o que permite validar o comportamento da obra à data da construção e, agora, melhor compreender o seu funcionamento e analisar os fenómenos envolvidos, recorrendo-se para tal ao suporte das medições reais.

Como mostra a Figura 5. 8, que apresenta o plano de monitorização adoptado durante a construção da estação, o controlo foi materializado mediante a instalação de 7 pontos de nivelamento, 14×5 alvos e ainda 4 inclinómetros. Além dos alvos na viga de coroamento, instalaram-se alvos na mesma posição em planta, após a escavação e projecção de betão, nos anéis 1, 4, 6 e 9. Os poços de rebaixamento instalados no contorno da escavação funcionaram também como piezómetros na medida em que permitiam o controlo da posição do nível freático, embora, devido ao seu prévio rebaixamento, não fossem expectáveis variações muito significativas da cota do nível de água nos poços.

Refira-se ainda que, apesar da estação ter sido construída num campo de futebol desactivado, a uma distância de cerca de 20 m dos limites da escavação havia edifícios que também foram sistematicamente instrumentados, sobretudo com o recurso a alvos e pontos de nivelamento. Os movimentos aqui registados foram pequenos mas permitiram ganhar percepção acerca da distância de influência deste tipo de escavações, e a sua comparação com as soluções tradicionais para ambientes urbanos.

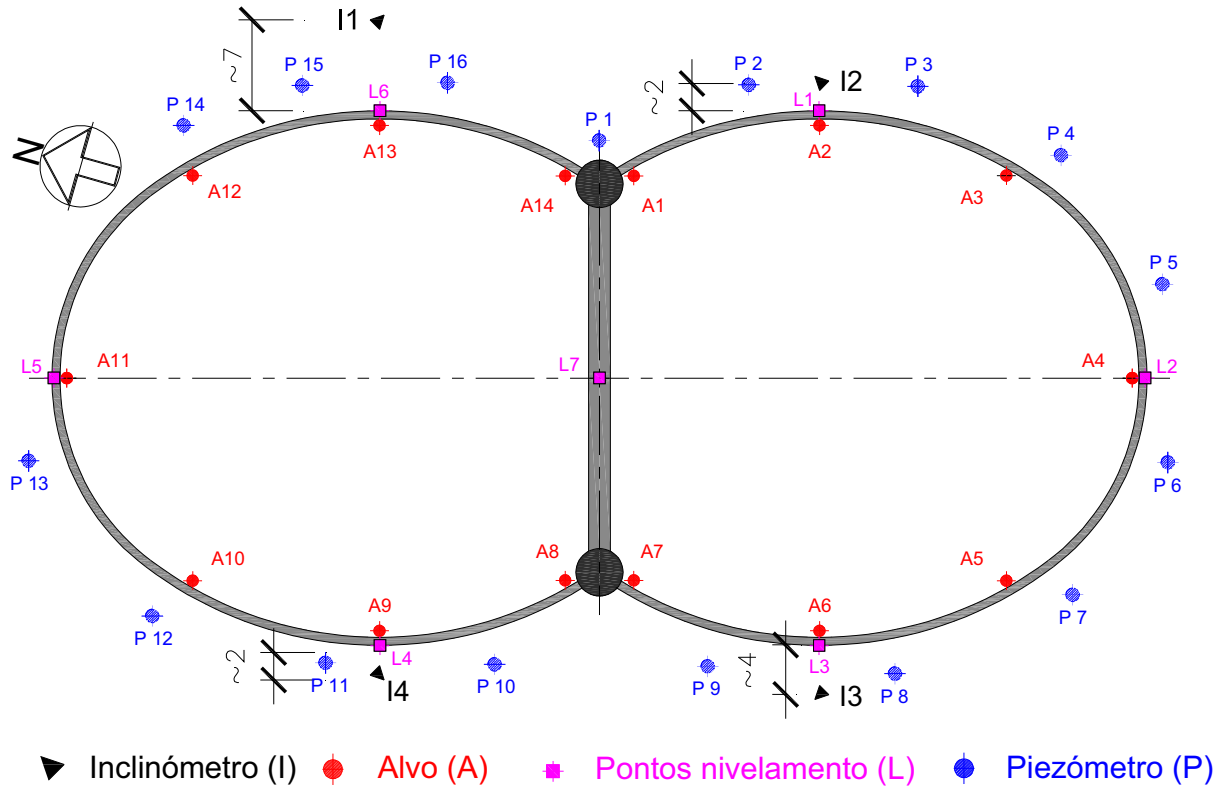


Figura 5. 8 – Plano de monitorização da estação Salgueiros

Por último refira-se que se procurou avaliar os esforços, após o término da escavação, na viga transversal, elemento muito esforçado e vital para o equilíbrio de toda a estrutura de contenção, apenas durante a fase de escavação uma vez que, em termos definitivos, as lajes de piso constituem elementos de travamento com grande rigidez. Essa avaliação, feita à custa da medição da recuperação da extensão de dois varões na referida viga, já após a conclusão da obra, obrigou a uma interpretação trabalhosa e complexa que será objecto de uma secção específica no próximo capítulo.

5.5.2 Breve apresentação preliminar do Comportamento geral da escavação

Apesar de o capítulo dedicado à modelação numérica da estação ser o próximo, apresenta-se na Figura 5. 9 o aspecto da malha de elementos finitos deformada, obtida nas modelações numéricas, uma vez que, tendo aproximado relativamente bem o comportamento real da obra, fornece uma ideia bastante clara do aspecto geral da deformada da escavação.

Na zona central da estação, o pórtico formado pelos dois pilares circulares e pela viga central absorve uma parte significativa das cargas horizontais, tanto mais que, na sua proximidade, as elipses se encontram bastante achatadas. Essa carga faz com que os poços circulares, apoiados na viga central, no seu topo, e encastrados no terreno abaixo da escavação, sofram uma flexão muito significativa, obrigando à rotação na cabeça que é transmitida à viga central. Essa

rotação conduz a um levantamento da viga transversal a meio vão, contrariando o efeito do seu peso próprio.

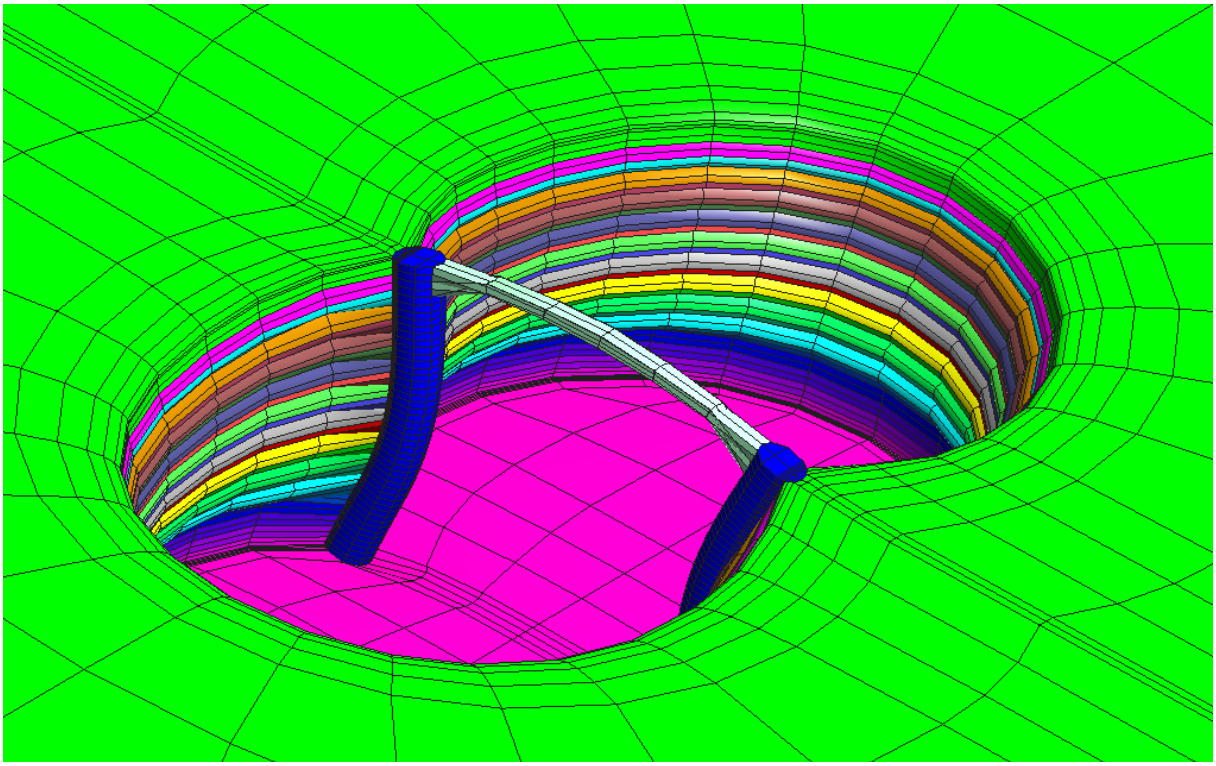


Figura 5. 9 – Aspecto da deformada geral da estação obtida nos cálculos numéricos

Nas zonas laterais verifica-se uma convergência das paredes, que é máxima nos pontos correspondentes ao eixo menor das elipses. Já na direcção longitudinal, o movimento é contrário, havendo uma ligeira divergência de ambos os pontos, pelo menos nas cotas mais elevadas. Este comportamento é agora expectável, e foi já bem demonstrado nas análises do Capítulo 2 relativas à variação da geometria em planta dos poços construídos pelo Método de Escavação Sequencial.

Um outro aspecto que merece comentário é o assentamento generalizado de todo o terreno ao redor da escavação, fazendo-se sentir mesmo nos edifícios mais próximos, que se encontravam a distâncias próximas da vintena de metros.

5.4.3 Assentamentos à superfície

5.4.3.1 Assentamentos na viga de coroamento

A medição mais precisa dos assentamentos ao nível da viga de coroamento é dada pelos pontos de nivelamento L1 a L6 (Figura 5. 8), localizados sobre os eixos das elipses. Essa informação pode ainda ser confirmada pelos vários alvos mas estes são instrumentos com precisão de leitura inferior, pelo que a qualidade da informação resultante é menor. A Figura 5. 10 apresenta as medições registadas nas marcas de nivelamento instaladas na viga de coroamento do poço. Exclui-se desta representação a marca L7 por ter um comportamento manifestamente

distinto das restantes, devido à interacção estrutural do suporte com o terreno, e que, por isso mesmo, será apresentada num ponto específico. No eixo das abcissas da Figura 5. 10 consta o tempo decorrido em dias, tendo-se considerado como o início do tempo o dia 1 de Setembro de 2003, correspondente aproximadamente, ao início dos trabalhos de escavação do poço principal. Efectivamente já antes haviam sido construídos os poços laterais mas, dada a sua reduzida dimensão em planta, os instrumentos de monitorização foram apenas posteriormente instalados. Essa origem temporal será várias vezes utilizada neste capítulo e seguinte.

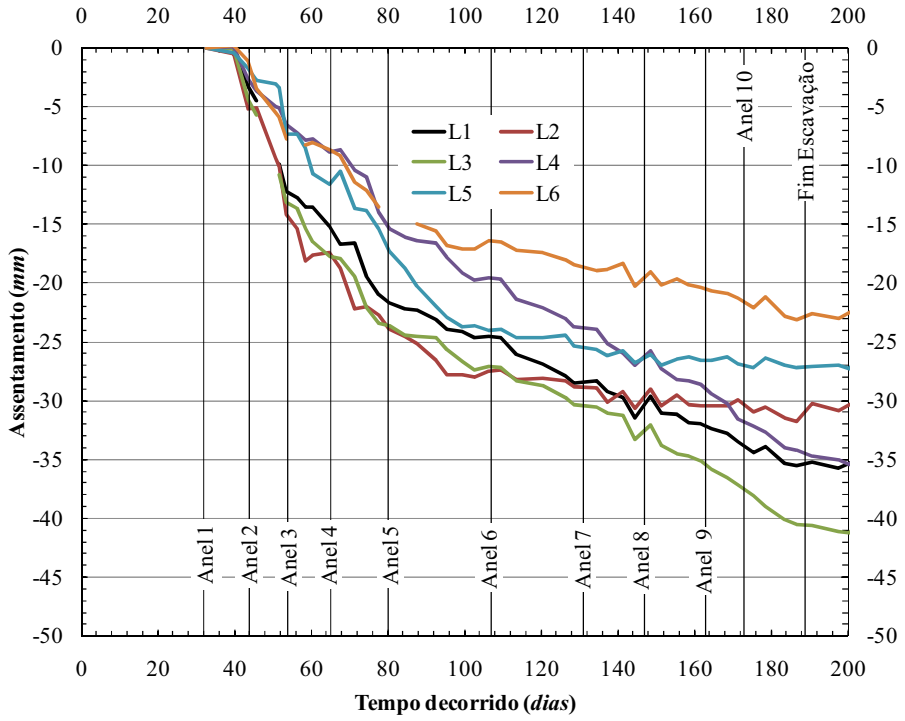


Figura 5. 10 – Assentamentos registados nas marcas de nivelamento instaladas na viga de coroamento

A análise dos assentamentos dos vários pontos de nivelamento na viga de coroamento mostra que estes têm um andamento muito semelhante, embora a magnitude final apresente diferenças que não se podem negligenciar. O valor máximo registado é de 45 *mm,* quase o dobro do valor mínimo, 25 *mm*. No entanto essas diferenças parecem estar relacionadas com a heterogeneidade do maciço, uma vez que não se nota um padrão para validação das diferenças de comportamento.

As marcas L2 e L5, no eixo longitudinal da estação e que, portanto, poderiam apresentar um comportamento distinto, exibem, respectivamente, assentamentos máximos de 32 *mm* e 33 *mm* bem no centro das curvas apresentadas. O valor máximo registado, associado ao lado Sul/Poente, ocorre em posição diametralmente oposta ao valor mínimo, lado Norte/Nascente. Retomando o zonamento geotécnico apresentado no Capítulo 2, confirma-se que o menor valor corresponde efectivamente ao lado de melhor qualidade do maciço.

Note-se que os valores medidos, com média a rondar os 35 *mm*, são muito significativos. No caso da presente construção havia muito pouca preocupação com os assentamentos superficiais, em virtude do afastamento significativo das edificações mais próximas. No entanto, numa

escavação em ambiente urbano mais densamente ocupado, este comportamento pode ser muito condicionante na aplicação do Método de Escavação Sequencial na vertical.

5.4.3.2 Assentamentos nos edifícios mais próximos

Como foi referido, a estação Salgueiros foi construída num antigo campo de futebol, hoje sem ocupação, não sendo, portanto, os assentamentos uma preocupação, também porque os edifícios mais próximos não são adjacentes. Efectivamente, do lado Norte, havia um conjunto de pequenas habitações, sendo que a mais próxima se encontrava a uma distância mínima de cerca de 16,0 *m.* Já do lado Sul, havia um edifício de maior dimensão mas cuja distância mínima ao contorno da escavação era superior a 30,0 *m*, logo pouco ou nada sentindo os efeitos da escavação. Em face da disposição em planta atrás descrita, apresenta-se na Figura 5. 11 a identificação dos 4 edifícios mais próximos da escavação e para os quais será feita uma análise dos assentamentos mais significativos.

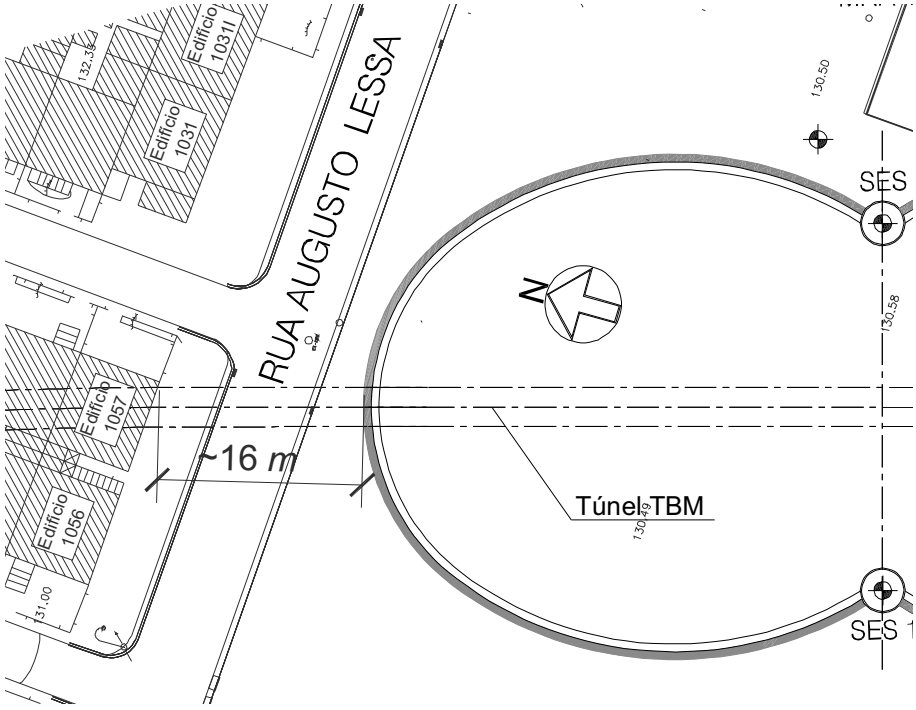


Figura 5. 11 – Identificação dos edifícios mais próximos do lado Norte da estação

Na Figura 5. 12 apresenta-se a evolução dos assentamentos nos 4 edifícios mais próximos da escavação. Da figura consta também a posição do nível freático num dos piezómetros encostado à escavação.

Como se pode observar da figura, apesar de a distância à escavação ser distinta para os vários edifícios, eles apresentam um andamento muito semelhante, com assentamentos máximos algo superiores a 1,0 *cm*. Os dois edifícios com maiores assentamentos, Edifício 1031 e Edifício 1057, são os mais próximos da escavação, a rondar os 16,0 *m*, reforçando assim a confiança na qualidade das leituras.

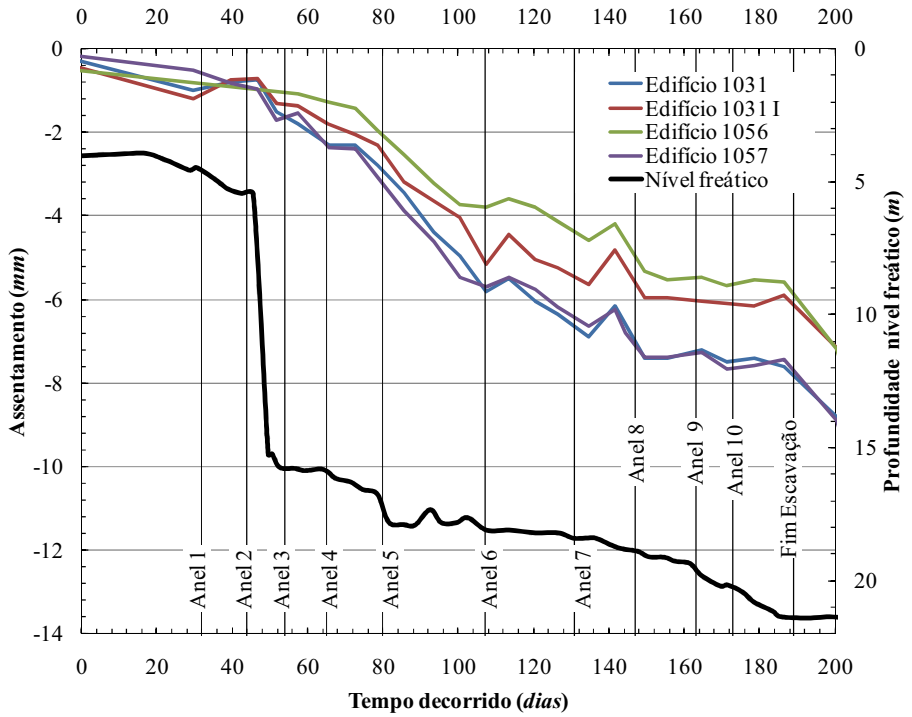


Figura 5. 12 – Assentamentos nos edifícios do lado Norte da estação e relação com a profundidade do nível freático

Um aspecto importante relaciona-se com o facto de à escavação dos níveis inferiores não corresponder um claro aumento dos assentamentos. Acresce que, para a escavação até ao sétimo anel, ou seja até uma profundidade de cerca de 15,0 *m*, é pouco provável a influência desta a uma distância de quase 20 *m* da escavação. Parece pois claro que a grande parte dos movimentos registados está associada ao rebaixamento do nível freático.

Nos piezómetros existentes na Rua Augusto Lessa, mais próximos da escavação que os próprios edifícios, o rebaixamento não ultrapassou a dezena de metros. Mesmo assim este rebaixamento terá produzido assentamentos de quase 1,0 *cm*. Refira-se no entanto que estes assentamentos são bastante mais uniformes que os movimentos associados à escavação. Para tal observe-se a pequena diferença de magnitude dos assentamentos para os 4 edifícios apresentados, mesmo tendo presente que as distâncias à escavação, e logo as profundidades de rebaixamento do nível freático, são manifestamente distintas.

Um outro aspecto que resulta da Figura 5. 12 é que há um certo desfasamento entre o tempo de rebaixamento do nível de freático e a estabilização dos assentamentos nos edifícios, período esse que se pode considerar de consolidação do maciço. Esse tempo é, pela análise da figura, de aproximadamente 100 dias. Esta informação é muito relevante para a consideração dos efeitos benéficos da condição não saturada pois, mesmo já se tendo concretizado o rebaixamento do nível freático, a estabilização é ainda demorada, o que faz com que as propriedades do maciço se encontrem aquém dos valores limite, obtidos por exemplo em ensaios de laboratório sobre amostras de muito pequena dimensão.

5.4.4 Deformação da viga transversal

Um dos elementos cuja análise pode fornecer mais informação para a compreensão do comportamento global da obra é, sem dúvida, a viga transversal que liga os dois poços de pequeno diâmetro. Este elemento estrutural, sendo o único de travamento transversal, absorve quase a totalidade das forças de desvio associadas à intersecção das duas elipses, podendo ser um caminho para quantificar os impulsos de terras. Sendo um elemento único, os esforços instalados serão o reflexo das propriedades médias do maciço, sendo portanto menos sensível a heterogeneidades de carácter local.

Durante a fase de obra instalou-se um ponto de nivelamento a meio vão da viga, existindo também alvos nos poços que poderiam permitir estimar a variação do seu comprimento. Na Figura 5. 13 apresenta-se os deslocamentos verticais a meio vão da viga.

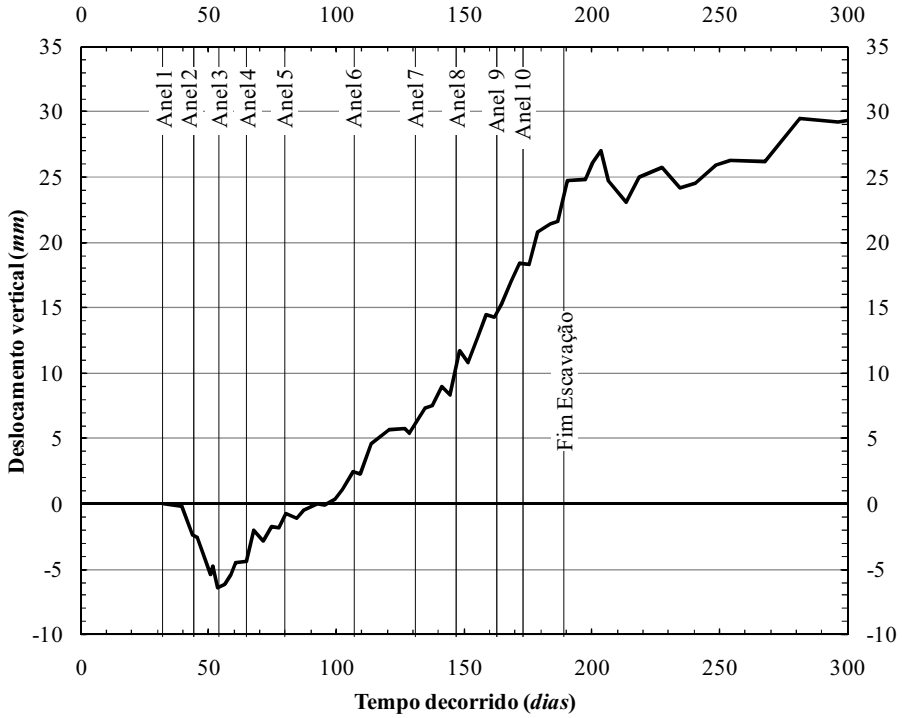


Figura 5. 13 – Movimentos verticais medidos a meio vão da viga transversal

Da figura anterior é evidente que, à medida que prossegue a escavação, ocorre um levantamento contínuo da viga, na zona central, movimento que é causado pela flexão pronunciada dos poços circulares. Devido à ligação rígida entre os poços e a viga, esta roda nas secções de encastramento, levando ao padrão de deformação bem ilustrado pela figura anterior.

Na parte inicial da curva é claro o assentamento inicial a meio vão, ligeiramente superior a 6,0 *mm,* devido ao peso próprio da viga Um detalhe importante prende-se com o facto deste movimento não ocorrer de forma instantânea, prolongando-se até à escavação do terceiro anel. Tal atraso acontece pois mantiveram-se as terras por debaixo da viga, como aliás bem demonstra a Figura 5. 14, durante um período de tempo superior ao necessário para a escavação do primeiro anel.

Os deslocamentos apresentados na Figura 5. 13 são absolutos, isto é, medidos em relação a referenciais supostamente fixos. Na realidade para se obter a deformação da viga é necessário descontar o assentamento geral do pórtico. Esse assentamento pode ser obtido analisando-se os alvos na proximidade dos extremos da viga transversal (A1, A7, A8 e A14). A Figura 5. 15 apresenta os deslocamentos a meio vão da viga transversal relativamente aos apoios.

Figura 5. 14 – Pormenor do atraso da escavação sob a viga transversal

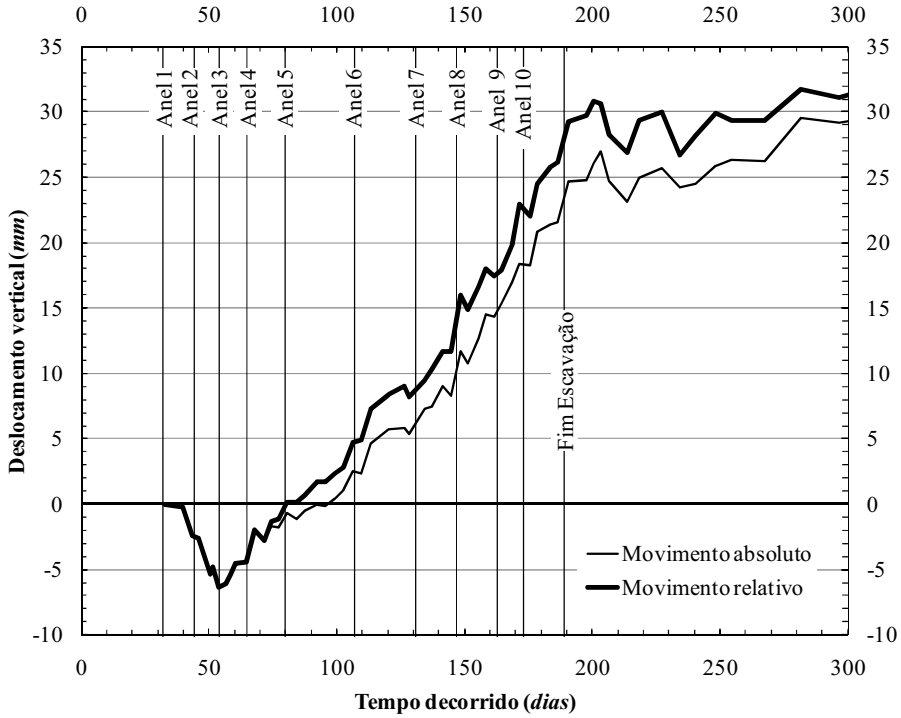


Figura 5. 15 – Deslocamentos verticais absolutos e em relação aos pilares a meio vão da viga transversal

Mencione-se ainda o facto de o levantamento da viga se prolongar bem para além do fim da escavação. Terminada esta fase, o levantamento da viga era de aproximadamente 25 *mm*, sendo que cerca de meio ano após era de cerca de 30 *mm*. Este comportamento está associado, sobretudo, a fenómenos de fluência do betão que assumem, em peças muito esforçadas, grande relevância. A propósito do tema refira-se que se procurou fazer uma interpretação dos esforços instalados na viga, tendo-se estudado este assunto com algum detalhe. As conclusões desse trabalho serão apresentadas, em parte, neste capítulo, e no capítulo seguinte, onde se apresentam os resultados de um modelo numérico específico.

Finalmente, refira-se que o movimento associado a esta viga foi consideravelmente superior ao preconizado em projecto. De qualquer forma, o crescimento desse movimento conduziria à fendilhação da viga nas secções de encastramento, passando esta a funcionar como uma escora biarticulada, sendo que a reserva de resistência à compressão desta viga era ainda muito significativa.

Ao levantamento atrás apresentado estarão necessariamente associados importantes esforços de flexão mas também esforços de compressão elevados. Analisando o movimento em planta dos alvos colocados perto dos extremos da viga, alvos 1 e 14 do lado Nascente e alvos 7 e 8 do lado Poente, seria de esperar uma convergência. Na Figura 5. 16 apresenta-se as convergências dos extremos da vigas, tendo-se para o efeito calculado a média do movimentos dos dois alvos colocados de cada lado da viga.

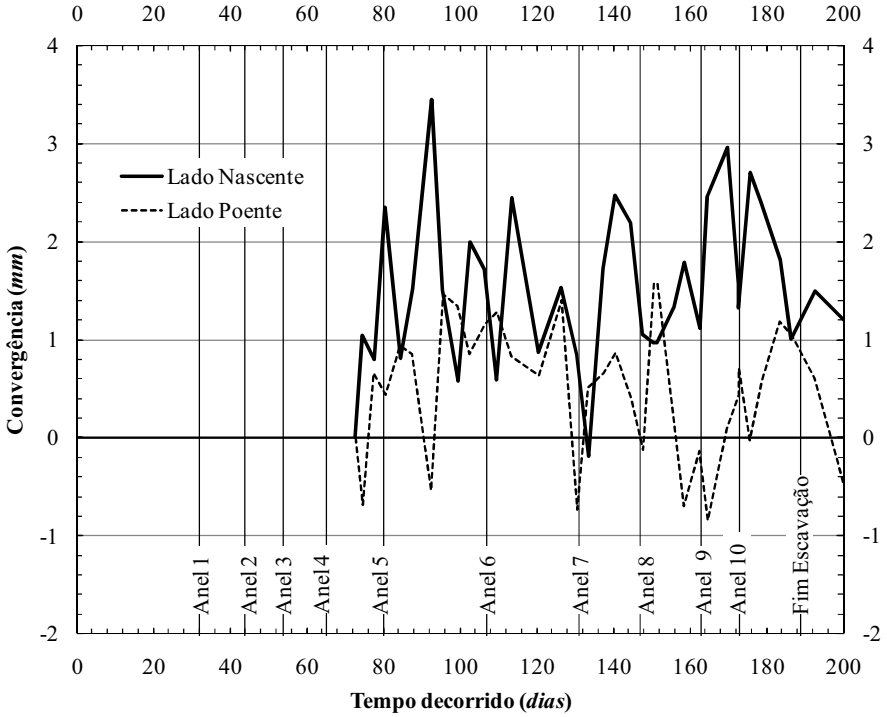


Figura 5. 16 – Convergência dos pontos extremos da viga transversal

A Figura 5. 16 mostra que, pese embora se verifique um encurtamento do comprimento da viga, a precisão dos alvos é da ordem de grandeza do próprio movimento registado. Deste

modo, é infrutífera qualquer tentativa de calcular os esforços de compressão nesta viga com base no registo dos alvos.

5.4.5 Deformação horizontal do suporte

5.4.5.1 Deformada horizontal da viga de coroamento

Como ilustra a Figura 5. 8 instalaram-se ao nível da viga de coroamento 14 alvos, o que permite ter uma noção da sua deformada geral em planta. Na Figura 5. 17 apresenta-se, amplificada, a deformada em planta da viga de coroamento na fase final da escavação.

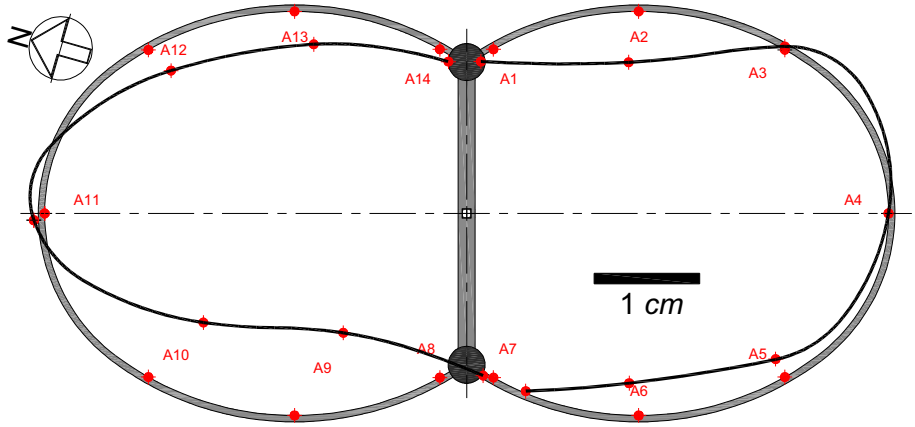


Figura 5. 17 – Deformada em planta da viga de coroamento

A forma da deformada está associada a convergências na zona onde o suporte é mais flexível, isto é, com maior raio de curvatura e, segundo o eixo longitudinal da estação, a uma ligeira divergência.

Um aspecto muito interessante da deformada agora apresentada está relacionado com a identificação da heterogeneidade do maciço. Dividindo a estação em 4 partes, verifica-se que a maior deformação ocorre do lado Norte/Poente. De seguida os maiores movimentos ocorrem no lado Sul/Nascente. Esta observação é muito relevante na medida em que pode permitir a definição de distintos zonamentos geotécnicos para cada um dos quadrantes da estação.

5.4.5.2 Deformação horizontal às várias profundidades

Quando se apresentou a planta com os vários instrumentos referiu-se que foram repetidos os alvos da viga de coroamento nos anéis 1, 4, 6 e 9. Relembre-se contudo que estes instrumentos, ao serem instalados no suporte, fornecem apenas a indicação dos movimentos após a projecção do betão, o que representa, na maioria das vezes, a menor parcela dos deslocamentos do maciço. Em qualquer dos casos, estes são os únicos movimentos com repercussão nos esforços instalados no suporte pelo que a sua análise é sempre muito relevante. Particularmente no que refere aos esforços de membrana, a sua relação é linear com o deslocamento horizontal do suporte.

Traçando-se as deformadas para os 3 anéis possíveis, constata-se que o andamento é, em todos, muito semelhante, variando sobretudo a magnitude dos movimentos. Apresenta-se na Figura 5.

18 a deformada ao nível do anel 4. Note-se que a escala é distinta da figura anterior, sendo a magnitude máxima registada cerca do triplo do observado na viga de coroamento

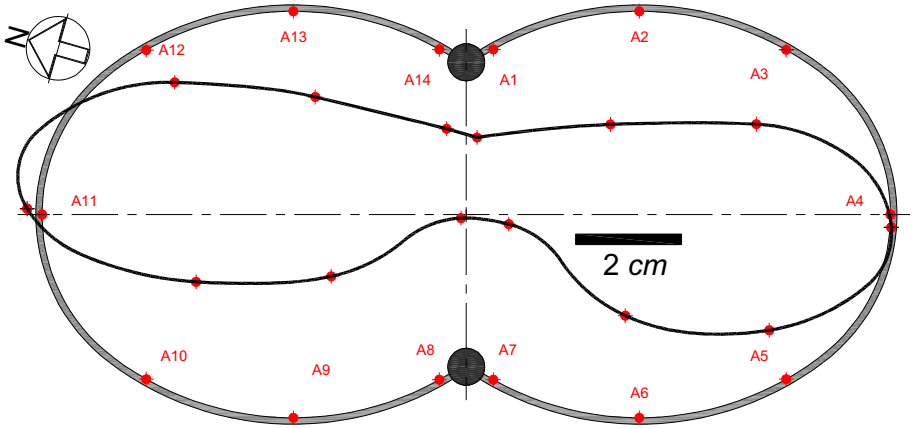


Figura 5. 18 – Deformada do suporte ao nível do anel 4

Um primeiro aspecto a realçar é que a heterogeneidade do terreno registada ao nível da viga de coroamento se continua a reflectir na deformada dos vários anéis em que se instalaram alvos.

Como ambos os lados apresentam evoluções semelhantes das deformadas, daqui para a frente focar-se-á a análise no lado Norte/Poente, por ser aquele que apresenta maior magnitude de movimentos e, como tal, o erro associado à precisão dos instrumentos de leitura assumir menor importância relativa.

Na Figura 5. 19 apresenta-se a evolução dos deslocamentos horizontais em direcção ao interior da escavação para o Alvo 9, nas várias profundidades. Recorde-se que os anéis 4, 6 e 9 se encontram, respectivamente, às profundidades aproximadas de 9,0 *m,* 13,0 *m* e 18,0 *m.*

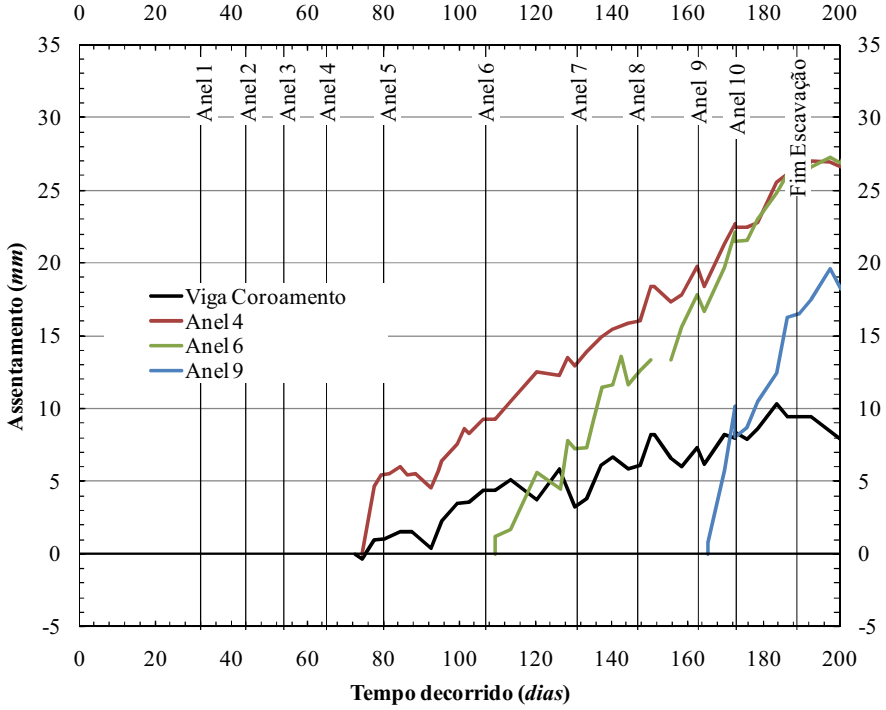


Figura 5. 19 – Convergências com a escavação no lado Norte Poente, a diferentes profundidades

Um primeiro aspecto a referir é que alguns dos alvos da viga de coroamento foram instalados com algum atraso, pelo que não terão apanhado os movimentos associados aos primeiros metros de escavação.

A figura mostra que os deslocamentos horizontais máximos medidos são praticamente iguais no anel 4 e no anel 6, e atingem quase 30 *mm*. Tendo presente que esta deformação é apenas do suporte, isto é, registada depois da escavação ter atingido a cota em análise, reforça-se a ideia de que se trata de deslocamentos muito significativos e de que, com muita probabilidade, terá sido considerável a mancha de pontos em cedência na zona mais plana do suporte.

Um aspecto que merece particular destaque relaciona-se com o facto de, à medida que se avança em profundidade, o ritmo de crescimento da deformação ser cada vez mais importante. Este comportamento, bem identificado no Cálculo Base apresentado no Capítulo 2, perdia alguma relevância quando se melhoravam as características do maciço em profundidade. É um aspecto indicativo de que a possança de solo muito alterado no Lado Norte/Poente é muito elevada.

Comportamento também relativamente anormal, pelo menos em comparação com o Cálculo Base, prende-se com o crescimento dos deslocamentos do anel 4, mesmo quando o fundo da escavação se encontra já relativamente afastado. Este aspecto está mais associado ao facto de o suporte, na zona analisada, ser bastante mais flexível em consequência da sua forma mais plana em planta, sendo portanto a rigidez de membrana relativamente reduzida. Em consequência assume importância a rigidez de flexão, em especial na direcção vertical, havendo um forte efeito de transferência de tensões entre o fundo da escavação e o topo. Este comportamento foi identificado na análise apresentada, no Capítulo 2, para os poços com forma elíptica.

Uma outra posição notável do suporte é a associada ao eixo maior da estação. Como os deslocamentos do lado Norte/Poente são mais significativos, escolheram-se os alvos no extremo Norte, alvos 11, para se proceder à análise da deformação no ponto de menor raio de curvatura do suporte. A Figura 5. 20 apresenta a evolução dos movimentos horizontais no sentido longitudinal, considerando-se positivas as divergências.

Apesar dos movimentos registados serem da ordem de grandeza da precisão dos próprios instrumentos de medida, a observação da figura mostra haver uma tendência para uma ligeira divergência a todas as cotas. Excepção é o anel 6, mais profundo mas, descontando-se o anormal movimento entre a escavação do anel 5 e do anel 6, também se regista uma divergência com o evoluir da escavação. Refira-se que à cota do anel 9 já não se instalaram os alvos na posição ora analisada.

A propósito da oscilação significativa que as leituras apresentam, refira-se que os alvos possuem, em condições normais, precisão de alguns *mm*. À medida que a escavação se aprofunda a obliquidade da leitura é cada vez maior, ampliando o erro, daí a maior oscilação nos instrumentos a maiores profundidades.

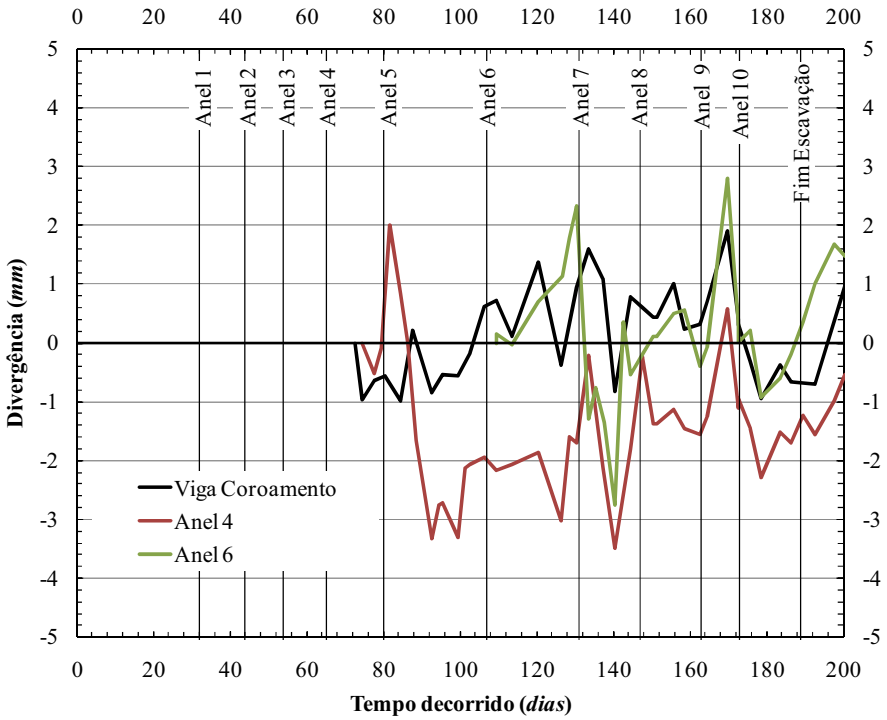


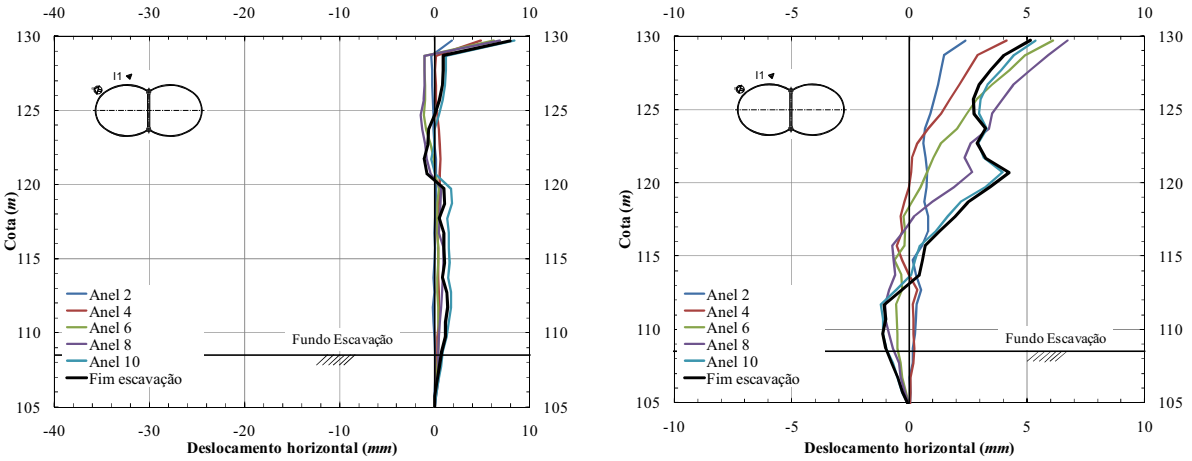
Figura 5. 20 – Evolução das convergências com a escavação no alvo 9, a diferentes cotas

5.4.6 Deformação do maciço

Na planta de instrumentação apresentada na Figura 5. 8 era visível a existência de 4 inclinómetros, localizados sensivelmente nos alinhamentos das zonas mais largas da estação. O inclinómetro *I1* encontra-se a cerca de 7,0 *m* do suporte, o inclinómetro *I3* a cerca de 4,0 *m* e os inclinómetros *I2* e *I4* estão mais próximos, a cerca de 2,0 *m*. As diferenças nos movimentos registadas estarão necessariamente relacionadas com o aspecto agora referido mas também com as heterogeneidades próprias dos solos residuais. As deformadas atrás apresentadas para o suporte em betão projectado e viga de coroamento provam, de alguma forma, as diferenças substanciais nas características do maciço em cada um dos quadrantes da estação.

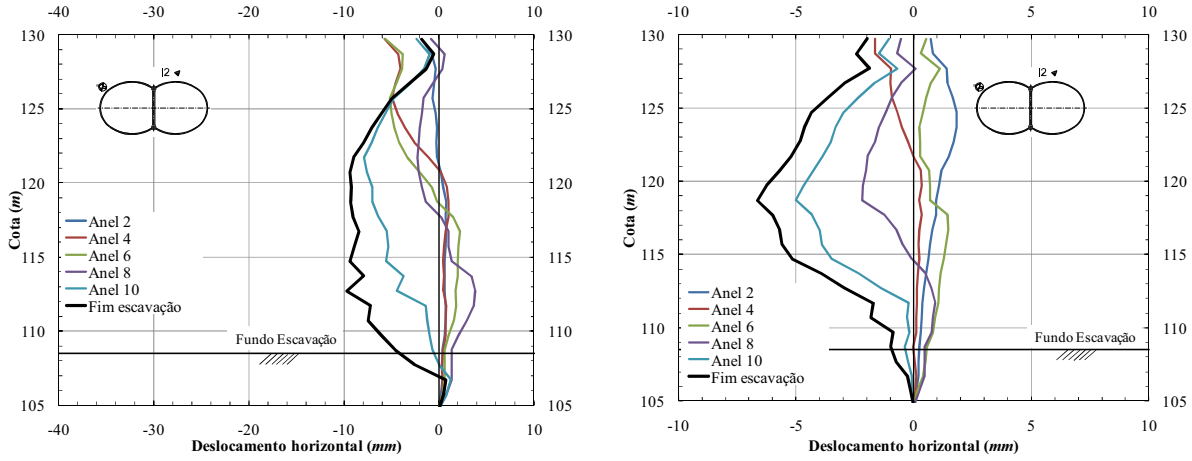
As Figuras 5.20 a 5.23 apresentam os movimentos registados nos 4 inclinómetros na proximidade da escavação. As figuras a) apresentam os movimentos paralelos ao eixo transversal da estação enquanto as figuras b) apresentam o deslocamento paralelo ao eixo maior da estação.

Analisando o movimento dos 4 inclinómetros são bem marcantes as diferenças, sobretudo no que refere à magnitude dos movimentos máximos registados. Enquanto o inclinómetro 1 regista movimentos de poucos *mm*, portanto dentro da gama de precisão do próprio equipamento (tipicamente 6 *mm* por cada 25 *m*), o inclinómetro 4 regista deslocamentos horizontais máximos de quase 40 *mm,* sensivelmente à profundidade de 12,0 *m.* As razões principais para se explicar este comportamento prendem-se com a distância ao suporte, sendo que os equipamentos adjacentes à parede sofrerão maiores deformações, e com a qualidade do próprio maciço.



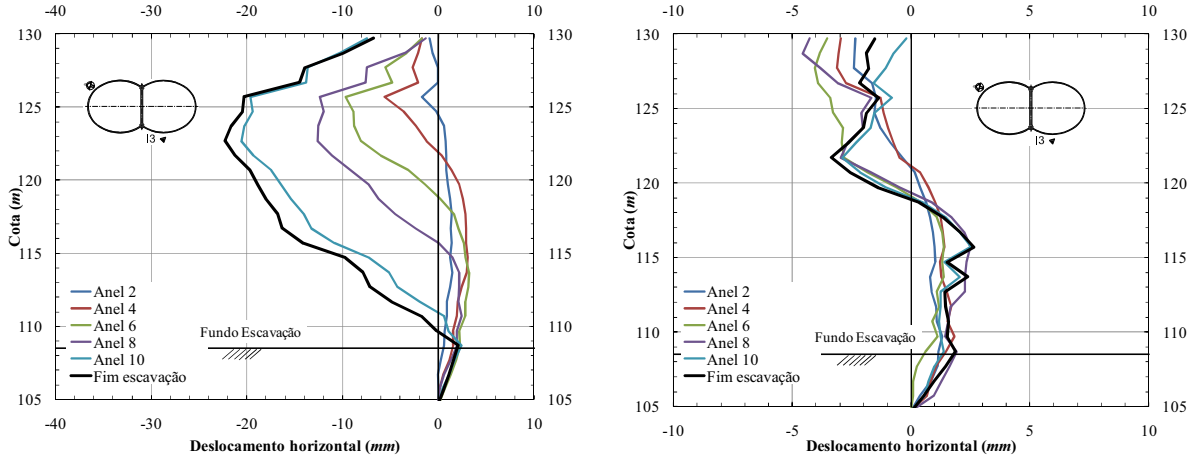
a) b)

Figura 5. 21 – Deformada do inclinómetro 1: a) direcção paralela ao eixo transversal da estação; b) direcção paralela ao eixo longitudinal da estação



a) b)

Figura 5. 22 – Deformada do inclinómetro 2: a) direcção paralela ao eixo transversal da estação; b) direcção paralela ao eixo longitudinal da estação



a) b)

Figura 5. 23 – Deformada do inclinómetro 3: a) direcção paralela ao eixo transversal da estação; b) direcção paralela ao eixo longitudinal da estação

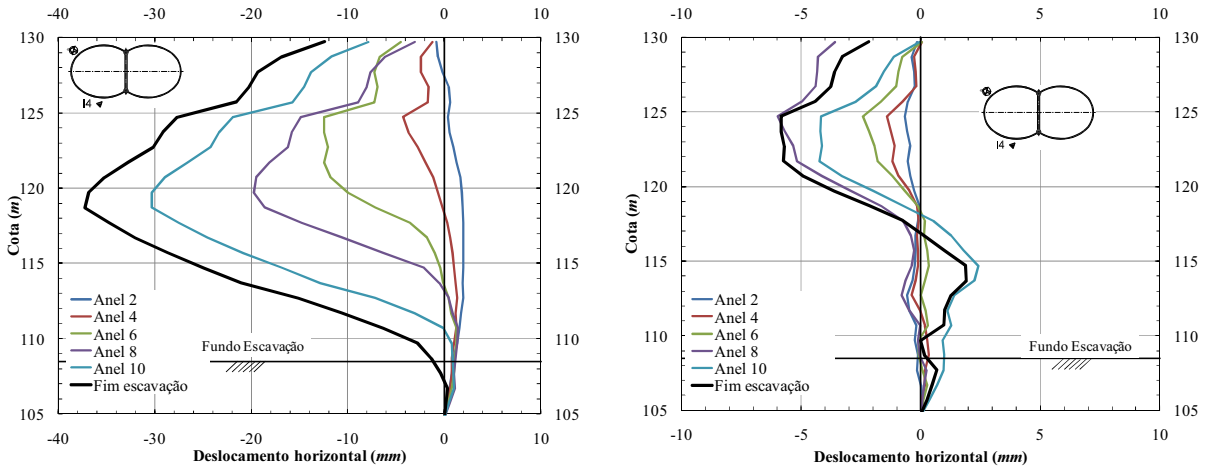


Figura 5. 24 – Deformada do inclinómetro 4: a) direcção paralela ao eixo transversal da estação; b) direcção paralela ao eixo longitudinal da estação

Relativamente à qualidade do maciço, a análise dos movimentos no suporte tinha provado que o maciço era mais deformável do lado Norte/Poente e bastante menos deformável do lado Norte/Nascente. Esta observação traduz-se directamente no registo dos movimentos observados, já que os movimentos máximos correspondem ao Inclinómetro 4, precisamente do lado Norte/ Poente ao passo que o Inclinómetro 1, posicionado no lado Norte/Nascente, regista os menores deslocamentos do maciço. Acresce que estas diferenças de comportamento são amplificadas pelo facto de o Inclinómetro 4 se encontrar a cerca de 2,0 m do suporte e o Inclinómetro 1 a cerca de 7,0 m. No que refere à relação entre os movimentos dos Inclinómetros 2 e 3, não se confirma a pior qualidade do maciço do lado Sul/Nascente, mesmo tendo presente que o Inclinómetro 2 se encontra mais próximo da parede. Note-se no entanto que parte dos movimentos do Inclinómetro 3 podem ter sido amplificados pela maior deformação associada ao lado Norte/Poente.

No que refere aos movimentos na direcção longitudinal, nota-se um movimento generalizado no sentido Sul, com excepção de I1, em especial do lado Poente, aspecto que já havia sido registado nas deformadas do suporte. Tal comportamento prova a importância que o lado Norte/Poente assume no comportamento global por ser menos resistente e mais deformável.

Tal como se fez para o suporte, e considerando que a forma das curvas dos vários inclinómetros é semelhante, fixar-se-á a análise no Inclinómetro 4 por apresentar maiores deslocamentos e assim se esvanecer o efeito do erro associado à própria precisão do equipamento. A análise focar-se-á no deslocamento na direcção transversal da estação por ser a mais relevante.

O perfil de deslocamentos começa por evidenciar um movimento ainda muito relevante à superfície, tendo-se registado um movimento de 12 mm. Esta parcela corresponde a cerca de 1/3 dos deslocamentos máximos observados, o que é uma parcela muito significativa dos deslocamentos totais. Recorde-se que no estudo paramétrico efectuado no Capítulo 2 se compreendeu que a parcela dos deslocamentos superficiais era, em termos relativos, tanto mais importante quanto menor fosse a rigidez de membrana do suporte e o comportamento aqui denotado corresponde precisamente a uma situação de baixa rigidez.

Um exercício interessante é a comparação dos deslocamentos máximos medidos no Inclinómetro 4 com os deslocamentos máximos medidos no suporte. Não entrando em consideração com o efeito de diminuição das deformações com o aumento da distância ao suporte, constata-se que no anel 4 e no anel 6, a 9,0 *m* e 13,0 *m* de profundidade, os deslocamentos máximos medidos são cerca de 30 *mm*, um valor praticamente idêntico ao máximo registado no Inclinómetro 4.

Quando a escavação atingiu o anel 6, na profundidade onde se registaram as deformações máximas do inclinómetro, as deformações eram de cerca de 7 *mm,* o que significa que a parcela de deformações ocorrida era apenas de cerca de 20% das deformações totais. Admitindo que esta proporção se mantinha, encostado ao suporte, seriam de esperar deformações máximas da ordem de 40 *mm,* valor não muito diferente do registado no inclinómetro. Porém se tivermos presente o efeito de "barriga" amplamente apresentado no Capítulo 2, essas deformações provavelmente terão atingindo valores próximos de 5,0 *cm*.

Para terminar este ponto refira-se que a diminuição dos deslocamentos é bastante extensa, prolongando-se da cota -12,0 *m*, onde se atinge o deslocamento máximo, até à base de escavação, ou seja, ao longo de uma altura de 12,0 *m*. Tal transição é bem mais lenta que o existente num maciço uniforme, correspondendo por exemplo à situação estudada no Cálculo Base do Capítulo 2, e será indicativa de uma melhoria da qualidade do maciço em profundidade, mesmo tendo presente que o suporte é bastante plano na zona em apreço.

5.4.7 Rebaixamento do nível freático

Como já diversas vezes referido, instalou-se no contorno da escavação um conjunto de 16 poços de bombagem que garantiram o rebaixamento do nível freático previamente à escavação. Em simultâneo com os inclinómetros *I1* a *I4* instalaram-se piezómetros com a mesma designação. Na Figura 5. 25 apresenta-se a evolução da profundidade a que se encontrava o nível freático nestes piezómetros e a sua relação com a profundidade a que se encontrava a escavação do poço.

Refira-se que os 4 piezómetros em consideração, apesar de serem os mais próximos da escavação, encontram-se mais afastados desta do que os poços de bombagem. Particularmente os piezómetros designados por P1 e P3 estão mais distantes do contorno da escavação, e logo dos poços de bombagem, pelo que apresentarão já um certo desfasamento relativamente à real posição da água no interior da zona escavada.

Em termos temporais, pode-se afirmar que quando a escavação atingiu sensivelmente a cota igual à posição do nível freático se rebaixou o nível freático de cerca de 10,0 *m,* sendo que, quando a escavação atingiu a cota do sexto anel, se forçou o rebaixamento do nível freático para uma cota idêntica à do fundo da escavação.

O tempo em que estas operações foi realizado, e a sua relação com a cota a que se encontrava a escavação, é muito importante na medida em que é com base nestes elementos que se pode fixar o perfil de sucção instalado no terreno e a partir daí estimar a sua influência nas propriedades resistentes e de deformação do terreno.

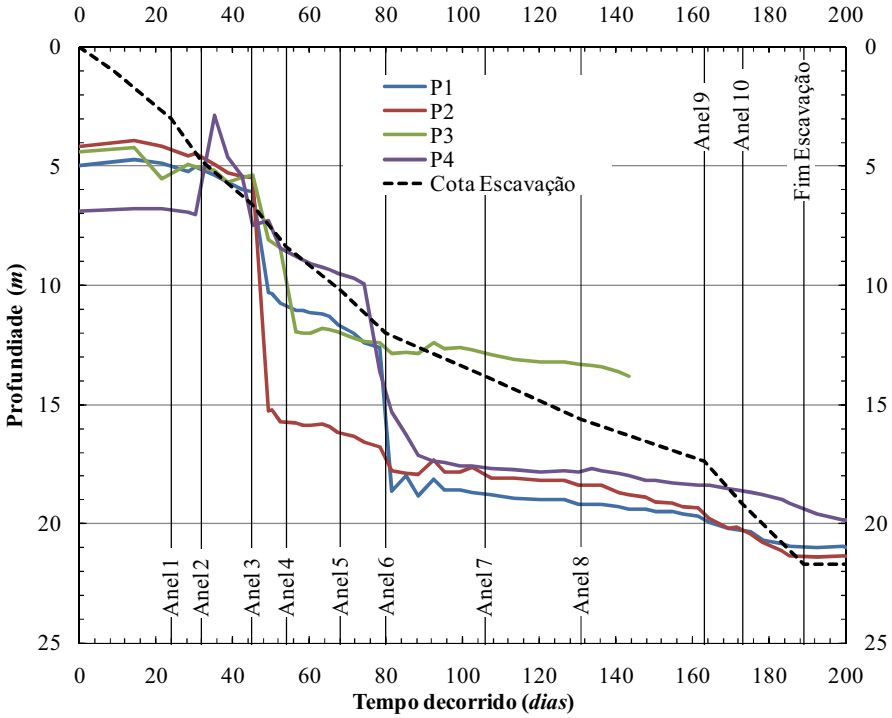


Figura 5. 25 – Evolução do nível de água nos piezómetros mais próximos da escavação

5.5 Tentativa de medição de esforços na viga transversal

5.5.1 Enquadramento

Como já referido aquando da apresentação da estrutura e dos deslocamentos a meio vão, a viga transversal é um elemento fundamental na estrutura ao ser o único elemento de travamento nessa direcção, possuindo a função de equilibrar as forças de desvio resultantes da intersecção das duas elipses. O conhecimento dos esforços instalados nesta viga seria um elemento de utilidade fundamental na compreensão do comportamento global da estrutura, na medida em que permitia, embora indirectamente, quantificar os impulsos de terras actuantes sobre o suporte.

Na Figura 5. 26 apresenta-se um aspecto geral da obra na fase final da escavação, com enfoque na viga transversal, sendo perfeitamente perceptível a importância estrutural do elemento em análise. A escora, cuja secção transversal se representa na Figura 5. 27, possui dimensões de 1,60×2,00 m^2 e está armada com 52ϕ32, ligando-se com continuidade aos dois pilares circulares, de 3,50 m de diâmetro. Dado o volume considerável deste elemento estrutural, procedeu-se a ensaios de caracterização da resistência à compressão do betão utilizado na sua construção (em cubos de betão de 15 cm de aresta), cujos resultados são apresentados no Quadro 5. 1.

A escora em análise ficou sujeita a esforços máximos durante a fase provisória da escavação, encontrando-se claramente sobredimensionada nas fases posteriores, uma vez que o contraventamento fornecido pelas várias lajes de piso (fundo, mezanino baixo, nível intermédio e cobertura) é muito mais rígido que o existente em fase provisória. Deste modo, obteve-se

autorização do projectista para se cortarem dois varões terminadas as estruturas internas, ou seja, após a execução das lajes de piso, que funcionam como travamento definitivo.

Figura 5. 26 - Fotografia geral da obra na fase final da escavação com enfoque na viga transversal

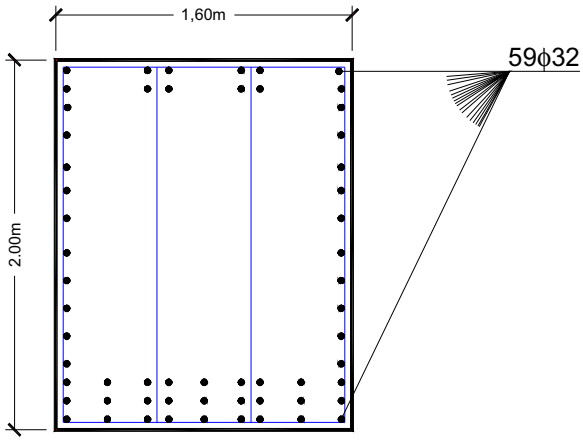


Figura 5. 27 - Secção transversal da escora

Quadro 5. 1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão em cubos para a viga transversal

Provete	**Resistência Compressão (*MPa*)**	
	(7 dias)	**(28 dias)**
1	39,8	51,5
2	38,7	51,4
3	39,0	50,7
4	39,3	51,6
Média	**39,3**	**51,3**

A interpretação do comportamento estrutural da escora baseia-se em medições de dois tipos:

- deformação vertical do ponto médio da escora, através do um ponto de nivelamento topográfico (PN7 – Figura 5. 8);

- extensões instaladas em duas armaduras, cerca de um ano e meio após o início da construção, numa secção a 5,0 m dos poços de pequeno diâmetro.

Com efeito, numa secção a cerca de 5,0 m do apoio descobriram-se dois varões, tendo-se instalado dois extensómetros de corda vibrante. As armaduras escolhidas situavam-se a 16 cm e 154 cm da base da escora. Na Figura 5. 28 apresenta-se a localização dessas armaduras, bem como as respectivas recuperações de extensão medidas.

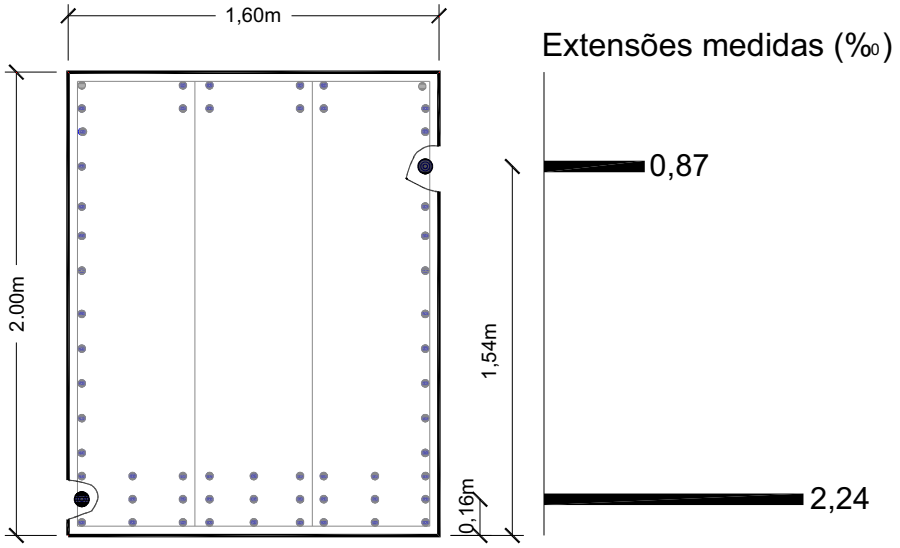


Figura 5. 28 – Localização das armaduras em que foram medidas as extensões e respectivos valores

A medição das extensões foi realizada apenas um ano e meio após a construção da escora, a fim de garantir que as lajes da estação, que funcionam como elementos de escoramento definitivos, se encontravam betonadas. De referir que nenhuma destas lajes é pré-esforçada, ou se encontra apoiada na escora em apreço, pelo que se crê não ter havido alteração relevante das cargas instaladas depois de se ter atingido o fundo da escavação. Em qualquer dos casos é sempre possível a ocorrência de algumas deformações por transferência de cargas entre os vários elementos estruturais, em especial devido ao comportamento diferido das estruturas de betão armado.

5.5.2 Resultados obtidos. Enquadramento histórico

A interpretação do comportamento da viga é uma tarefa complexa atendendo, em primeiro lugar, à dificuldade de modelação da estrutura e, em segundo lugar, mas não menos importante, ao facto de as extensões nas armaduras terem sido medidas um ano e meio após a construção da viga, adicionando ao problema os aspectos de comportamento diferido das estruturas de betão armado como a retracção, fluência e maturação do betão.

Relativamente à questão da modelação geotécnica da estrutura, dada a sua complexidade, apenas uma modelação tridimensional poderia caracterizar bem o seu comportamento. Esse modelo não foi realizado no âmbito do projecto de execução. No entanto, numa fase posterior, num trabalho em que participaram elementos da equipa projectista, investigadores da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra e o autor desta dissertação (França et al., 2006) desenvolveu-se um modelo tridimensional assumindo para o maciço as propriedades geotécnicas preconizadas em projecto e sumariamente descritas no Capítulo 4. Esse modelo permitiu obter um primeiro conjunto de esforços na viga transversal, que são faseados na medida em que correspondem à escavação dos sucessivos anéis.

No âmbito de uma tese de doutoramento na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Ferraz (2009) desenvolveu um código vocacionado para a análise visco-plástica de estruturas com construção evolutiva, programa que será descrito no Capítulo 6. Em interacção com o referido autor fez-se uma aplicação do código à viga transversal, assumindo como esforços os resultantes da análise tridimensional referida no parágrafo anterior (França et al., 2006). O resultado dessa aplicação foi apresentado numa conferência (Topa Gomes et al., 2007) tendo permitido retirar importantes conclusões sobre a grandeza dos esforços instalados na peça.

Do trabalho realizado que, frise-se, assumia o zonamento e propriedades geotécnicas preconizadas no projecto de execução, resultava que, para uma boa aproximação do comportamento da viga e, particularmente, do seu levantamento a meio vão, os momentos flectores deveriam ser multiplicados por um factor multiplicativo da ordem de 6. Não se entra agora no detalhe deste trabalho pois, tendo-se realizado novas análises com base na identificação de aspectos determinantes no comportamento da estação, se acha preferível a apresentação do modelo com os resultados agora obtidos, o que se fará no Capítulo 6.

Em qualquer dos casos a ordem de grandeza dos esforços instalados na peça (Topa Gomes et al., 2007) foi, em termos históricos, um elemento fundamental na confirmação de que os esforços e o comportamento da estrutura seriam bastante mais desfavoráveis do que o previsto. Esta informação constituiu uma confirmação da tendência observada em alguns aspectos da obra e dos trabalhos desenvolvidos no âmbito desta tese, nomeadamente a existência de valores do coeficiente de impulso em repouso superiores aos habitualmente utilizados para os solos residuais do granito do Porto e a elevada deformação da estrutura. Tais cenários obrigam ao uso de características de rigidez menores para os solos.

Um outro aspecto relevante do modelo de comportamento da viga prendeu-se com a compreensão da importância dos efeitos diferidos em elementos estruturais. Por esta razão apresentar-se-á no Capítulo 6 nova aplicação, considerando desta vez os esforços resultantes do Cálculo Final realizado no âmbito desta dissertação.

6

ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTAÇÃO SALGUEIROS

6.1 Nota Introdutória

Ao longo do presente capítulo dá-se enfoque às análises numéricas tridimensionais da estação Salgueiros, efectuadas com o principal objectivo de melhor compreender o comportamento observado. As análises numéricas foram realizadas recorrendo a um programa de cálculo automático desenvolvido na Universidade Politécnica da Catalunha e cuja utilização foi permitida, para efeitos de investigação, no âmbito da presente dissertação. Além da descrição do código e do modelo de comportamento adoptado para caracterizar o solo, apresenta-se os resultados obtidos e faz-se a sua comparação com os resultados da monitorização.

Para o ajuste de resultados realizou-se um conjunto muito significativo de cálculos numéricos tridimensionais. Esses cálculos partiram, numa fase muito preliminar, do zonamento geotécnico definido no projecto mas foram detalhados com a informação recolhida no âmbito dos ensaios realizados já no âmbito da presente dissertação. Finalmente, um conjunto de variações paramétricas permitiu chegar a uma modelação do comportamento da obra mais próxima do real, possibilitando uma reflexão adicional sobre as características do maciço na zona de construção da estação.

6.2 Descrição do código numérico

O programa de cálculo utilizado no âmbito desta dissertação designa-se por *CODE_BRIGHT* e foi desenvolvido no departamento de Engenharia do Terreno da Universidade Politécnica da Catalunha (UPC). Trata-se de um programa que usa o Método dos Elementos Finitos e permite a análise acoplada de problemas termo-hidro-mecânicos (Olivella, et al., 1996; Vaunat & Olivella, 2002; Olivella & Vaunat, 2006; Olivella & Vaunat, 2008). A UPC forneceu gratuitamente o código à Secção de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, desde que fosse utilizado unicamente para fins de investigação científica.

Trata-se de um código vocacionado para a resolução de problemas geomecânicos com interface de pré e pós processamento com o software *GiD*, um programa gráfico também desenvolvido na UPC.

O código permite a análise acoplada de problemas térmicos (problemas de propagação de calor em meios porosos), hidráulicos (análise dos fenómenos de fluxo de água e gás) e mecânicos (mecânica dos solos não saturados). Relativamente à versão original, no programa acrescentou-se recentemente a possibilidade de construção ou escavação de materiais, o que permitiu um alargamento significativo do tipo de estruturas geotécnicas possíveis de serem modeladas pelo código.

Um meio poroso é formado por partículas sólidas, água e gás sendo o seu comportamento governado por aspectos térmicos, hidráulicos e mecânicos. A Figura 6. 1 apresenta um esquema das partes constituintes de um meio poroso.

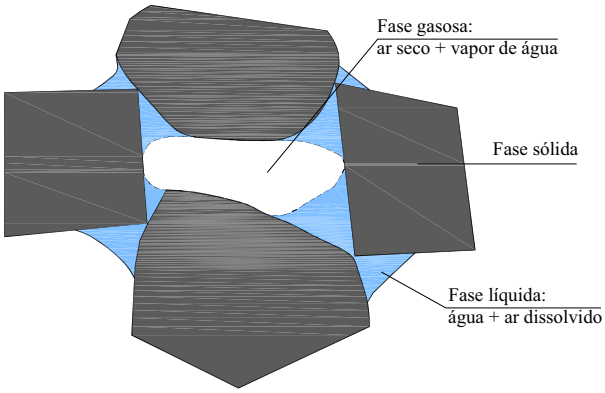


Figura 6. 1 – Representação esquemática de um meio poroso não saturado (Olivella & Vaunat, 2006)

O Quadro 6. 1, da autoria de Olivella & Vaunat (2006) apresenta um breve resumo das equações constitutivas que integram o código *CODE_BRIGHT*.

Quadro 6. 1 – Equações constitutivas presentes no programa *CODE_BRIGHT*

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

O problema é resolvido considerando como variáveis os deslocamentos, u (3 direcções independentes), a pressão dos líquidos, P_l, a pressão dos gases, P_g e a temperatura, T. As leis

constitutivas de cada um dos materiais permitem a relação entre tensões e deformações, sendo estas definidas em função dos deslocamentos calculados. A resolução de problemas mecânicos é formulada admitindo o cenário de pequenas deformações em todos os problemas.

O problema em análise é discretizado em dois domínios distintos: espaço e tempo. O Método dos Elementos Finitos é usado para a discretização espacial enquanto o Método das Diferenças Finitas serve para a discretização temporal. Para os problemas não lineares é utilizado o método de Newton-Raphson para o processo iterativo.

6.3 Modelo de comportamento do solo

O código utilizado possui um número muito significativo de modelos de comportamento do solo que vai desde a elasticidade linear ao modelo de Barcelona. O modelo adoptado, apesar de simples em termos conceptuais, é baseado, no programa de cálculo utilizado, num modelo acoplado em que se admite que haja alguma cimentação entre grãos, pressupondo-se um comportamento diferenciado para a matriz do solo e para a ligação entre grãos. Trata-se de um modelo relativamente complexo, descrito em detalhe em Pinyol et al. (2007).

No caso do presente trabalho aproveitou-se a base do modelo considerando apenas a componente de comportamento da matriz, para a qual se assumiu um comportamento elástico perfeitamente plástico, com critério de rotura tipo *Mohr-Coulomb*. As equações completas do modelo podem ser encontradas no manual do programa (Departamento de Ingeniería del Terreno, 2008). Em Almeida e Sousa (1998) pode-se encontrar também a descrição de um modelo elasto-plástico perfeito como o aqui utilizado.

Nas equações que se seguem os índices superiores M referem-se à matriz, e à parcela de deformação elástica e p à parcela de deformação plástica. Embora não seja utilizado no presente caso, o índice superior b refere-se à componente de ligação entre grãos, da literatura de língua inglesa "bond".

O troço com comportamento elástico é comandado pela seguinte equação:

$$d\sigma_{ij}^{M} = D_{ijld}^{eM}\left(d\varepsilon_{ij}^{M} - d\varepsilon_{ld}^{p}\right) \qquad 6.\ 1$$

em que a matriz de rigidez $D_{ij\,lg}^{eM}$ é formada pelo módulo de deformabilidade E_M e pelo coeficiente de *Poisson,* ν_M, a partir das expressões clássicas da teoria da elasticidade para materiais isotrópicos. O termo $d\sigma_{ij}^{M}$ representa a tensão instalada na matriz do solo enquanto $d\varepsilon_{ij}^{M}$ a extensão da matriz e $d\varepsilon_{ld}^{p}$ a parcela da deformação plástica.

A função de cedência é definida através do critério de *Mohr-Coulomb* pela seguinte equação:

$$F^{p} = \left(cos\,\theta^{M} + \frac{1}{\sqrt{3}}\,sin\,\theta^{M}\,sin\,\phi'\right)\cdot J^{M} - sin\,\phi'\left(p^{M} + p_{t}\right) \geq 0 \qquad 6.\ 2$$

em que J representa a raiz quadrada do segundo invariante do tensor distorcional que vale:

$$J_2 = \frac{1}{6}\left[\left(\sigma_x - \sigma_y\right)^2 + \left(\sigma_y - \sigma_z\right)^2 + \left(\sigma_z - \sigma_x\right)^2\right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \qquad 6.\ 3$$

θ é o ângulo de Lode, definido como:

$$sen(3\theta) = -\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \qquad 6.\ 4$$

onde

$$J_3 = s_x s_y s_z + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - s_x\tau_{yz}^2 - s_y\tau_{zx}^2 - s_z\tau_{xy}^2 \qquad 6.\ 5$$

com

$$s_x = \sigma_x - \frac{I_1}{3} \qquad s_y = \sigma_y - \frac{I_1}{3} \qquad s_z = \sigma_z - \frac{I_1}{3} \qquad 6.\ 6$$

p representa a tensão efectiva média e $p_t = c'cotg\phi'$.

De acordo com o manual do programa, como o critério de cedência apresenta vértices no plano distorcional, estes são suavizados recorrendo ao procedimento proposto por Sloan & Booker (1986).

A função de potencial plástico é definida por:

$$F^p = \left(cos\,\theta^M + \frac{1}{\sqrt{3}} sin\,\theta^M\ sin\,\phi' \right) \cdot J^M - w.\,sin\,\phi' \left(p^M + p_t \right) \geq 0 \qquad 6.\ 7$$

Em que w é um coeficiente variável entre 0 e 1, assumindo o valor 1 quando o fluxo é associado e o valor 0 quando a dilatância é nula.

O modelo utilizado possui viscosidade, tendo-se considerado um pequeno valor para a viscosidade da matriz do solo de forma a facilitar o processo de convergência.

6.4 Modelo tridimensional da estação Salgueiros

6.4.1 Malha de Elementos Finitos

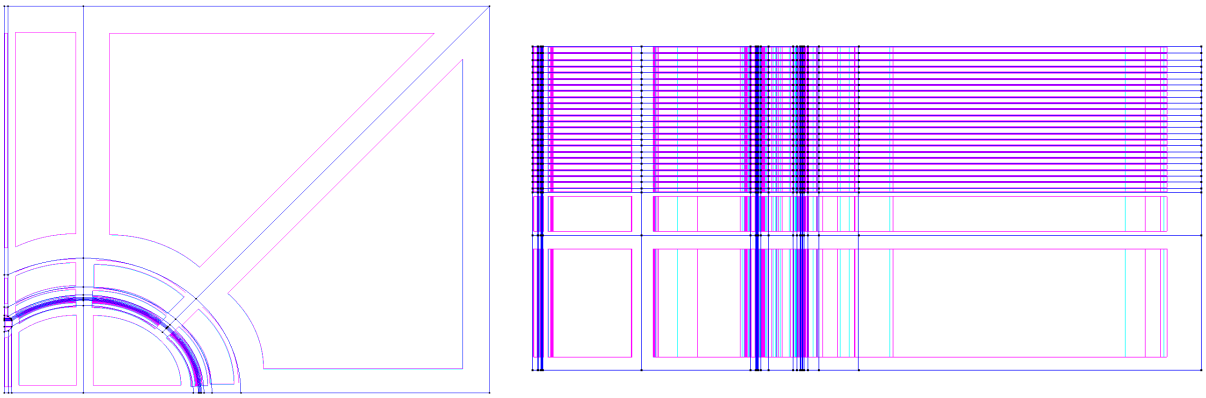
Possuindo a estação Salgueiros dois eixos de simetria, coincidentes com o eixo longitudinal e transversal da estação, é razoável a sua simulação parcial, ou seja, considerando-se apenas um quarto da estação em planta. Esta simplificação parece bastante aceitável e reduz drasticamente o número de nós e elementos, permitindo assim um refinamento da malha, o que parece mais relevante até tendo em conta a avaliação apresentada no Capítulo 2 relativamente a este aspecto, em especial na zona próxima da face escavada.

O programa de pré-processamento permite a criação de um conjunto de macro elementos, que no caso tridimensional são volumes, aos quais se atribui propriedades homogéneas. A Figura 6. 2 apresenta a malha com o conjunto de macro elementos utilizado na modelação.

No total a malha apresentada na Figura 6. 2 apresenta 1308 volumes. Refira-se que todos os elementos estruturais possuem duplicação de elementos para que as tensões neles existentes passem a ser contabilizadas apenas a partir do momento associado à sua construção e não a partir da geração do estado de tensão inicial.

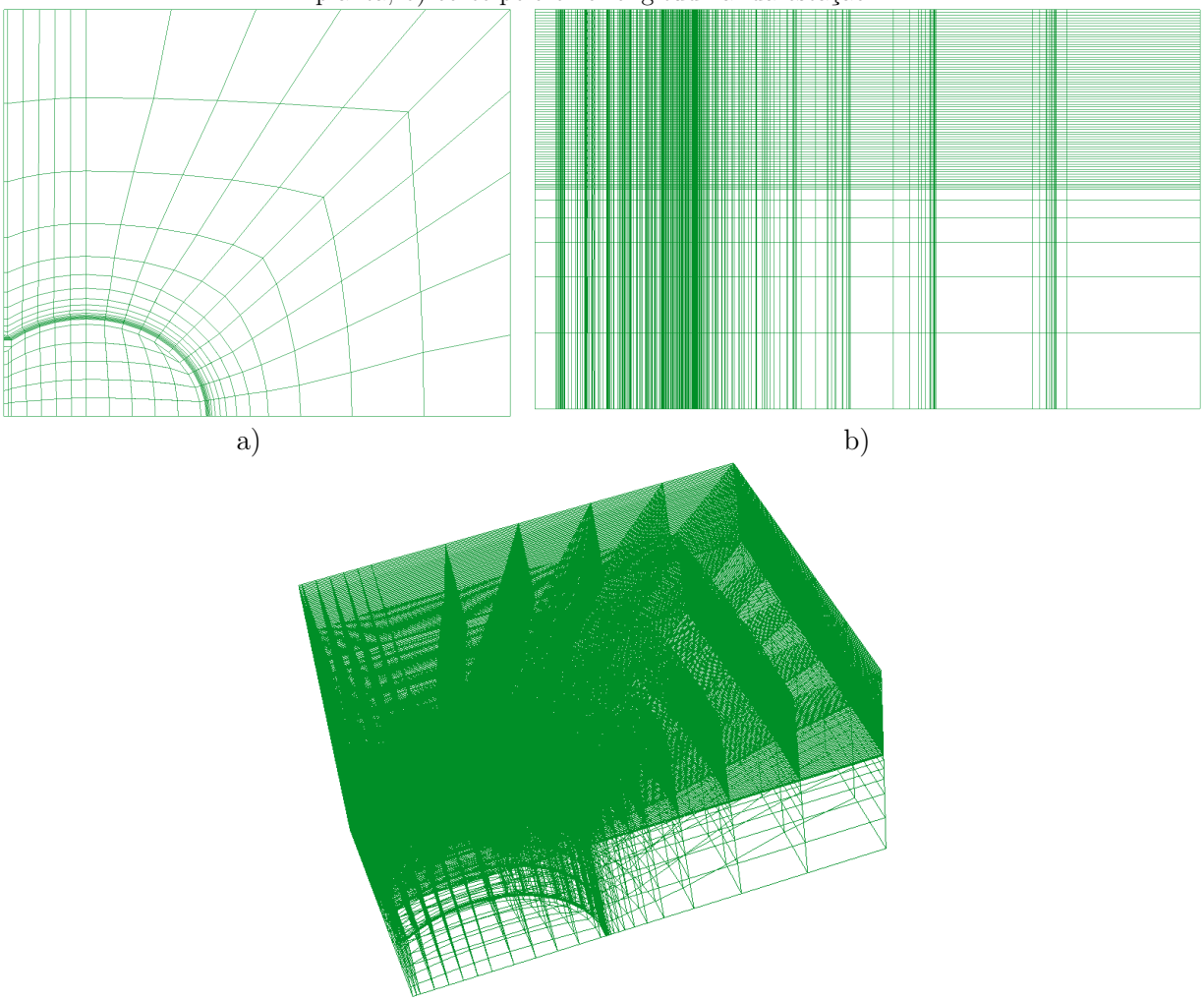
Utilizaram-se elementos de 8 pontos nodais e 8 pontos de *Gauss*. O programa *GiD* permite que se especifique que um determinado macro elemento seja dividido num número n de elementos,

permitindo assim o refinamento da malha sem um significativo trabalho adicional. A Figura 6. 3 apresenta algumas vistas da malha de elementos finitos final utilizada para a modelação da estação Salgueiros.



a) b)

Figura 6. 2 – Malha de macro elementos utilizada na modelação da estação Salgueiros: a) vista em planta; b) corte pelo eixo longitudinal da estação



a) b)

c)

Figura 6. 3 – Malha de elementos finitos utilizada na modelação da estação Salgueiros: a) vista em planta; b) corte pelo eixo transversal da estação; c) perspectiva tridimensional

A malha apresentada na Figura 6. 3 possui um total de 29604 elementos e de 29072 pontos nodais.

6.4.2 Fases de Cálculo

A modelação numérica colou-se, tanto quanto possível, às etapas construtivas reais no que refere ao número de fases de cálculo e ao tempo de construção. As simplificações prenderam-se, essencialmente, com a modelação da construção dos poços de pequeno diâmetro (poços onde foram construídos os pilares do pórtico) e com a simulação em planta da abertura dos painéis. No que refere aos primeiros, atendendo a que foram totalmente construídos antes do início da escavação, consideraram-se já instalados quando se gerou o estado de tensão inicial. No que refere ao segundo aspecto, e tendo em conta que a largura de abertura dos painéis é bastante superior à sua altura (6 m a 12 m de largura por 1,80 m de altura) considerou-se que o efeito em planta é pouco relevante quando comparado com o efeito vertical, pelo que se admitiu que cada anel foi escavado numa única fase.

Apresenta-se então no Quadro 6. 2 as etapas de cálculo consideradas na modelação tridimensional da estação Salgueiros.

Quadro 6. 2 – Fases de cálculo assumidas na modelação tridimensional da estação Salgueiros

Fase	Tempo inicial (dias)	Tempo Final (dias)	$h_{escavação}$ (m)	Descrição
1	0	1	0,0	Geração do estado de tensão inicial
2	1	4	1,0	Escavação de 1 m para a viga de coroamento
3	4	5	1,0	Construção viga coroamento
4	5	9	2,0	Escavação de 1 m para a viga transversal
5	9	10	2,0	Colocação Betão Viga Transversal
6	10	24	3,0	Escavação de 1 m - Fim Anel 1
7	24	25	3,0	Suporte Anel 1
8	25	32	4,8	Escavação Anel 2
9	32	33	4,8	Suporte Anel 2
10	33	45	6,6	Escavação Anel 3
11	45	46	6,6	Suporte Anel 3
12	46	54	8,4	Escavação Anel 4
13	54	55	8,4	Suporte Anel 4
14	55	68	10,2	Escavação Anel 5
15	68	69	10,2	Suporte Anel 5
16	69	80	12,0	Escavação Anel 6
17	80	81	12,0	Suporte Anel 6
18	81	106	13,8	Escavação Anel 7
19	106	107	13,8	Suporte Anel 7
20	107	131	15,6	Escavação Anel 8
21	131	132	15,6	Suporte Anel 8
22	132	163	17,4	Escavação Anel 9
23	163	164	17,4	Suporte Anel 9
24	164	173	19,2	Escavação Anel 10
25	173	174	19,2	Suporte Anel 10
26	174	189	21,6	Escavação Anel 11
27	189	190	21,6	Suporte Anel 11

A Figura 6. 4 apresenta, esquematicamente, uma representação das várias fases de cálculo com o evoluir da escavação.

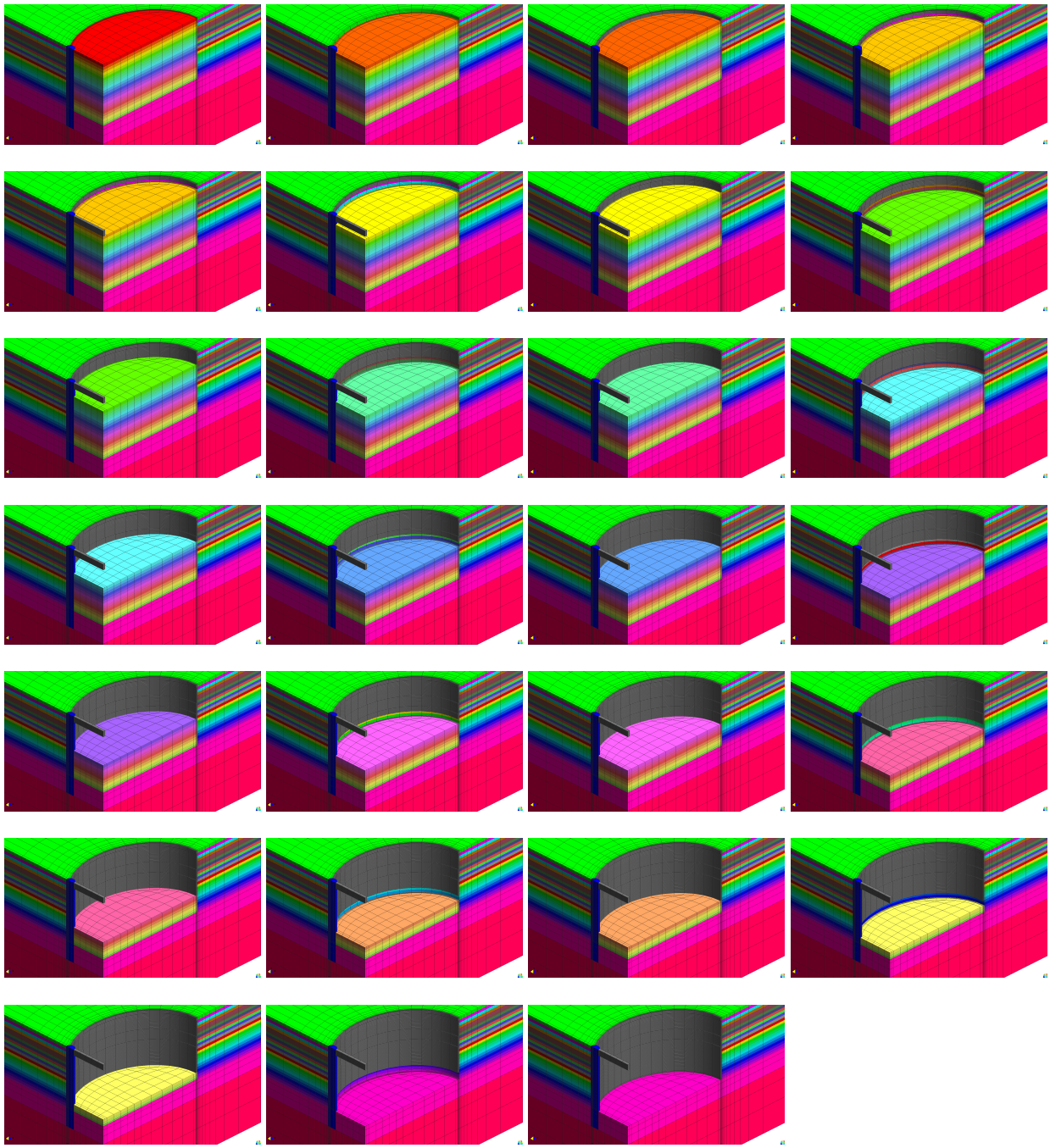


Figura 6. 4 – Esquema do faseamento construtivo da estação Salgueiros

6.5 NÍVEIS DE DEFORMAÇÃO TÍPICOS PARA A MODELAÇÃO NUMÉRICA

Como referido na apresentação do modelo a adoptar para o solo, o comportamento é elástico até à cedência sendo que, a partir daqui, é perfeitamente plástico. Num modelo do género uma

das maiores dificuldades reside na escolha acertada de um nível de deformação adequado, de forma a se adoptar parâmetros de rigidez representativos.

O tópico foi originalmente discutido por Burland (1989), no célebre artigo "Small is beautiful". Mais recentemente, Mair (1993) apresentou um gráfico – Figura 6. 5 – onde se mostra níveis de deformação típicos de alguns tipos de obras e, particularmente, de estruturas de suporte e túneis, o que permite uma primeira avaliação dos níveis de deformação representativos para a obra em estudo. No que refere às estruturas de suporte, o trabalho refere que são representativas deformações distorcionais entre 0,01% e 0,1%. Já no que refere aos túneis, são típicas deformações por distorção entre 0,2% e 1%. Ledesma & Romero (1997), numa rectroanálise relativa a túneis em Barcelona, identificaram gamas de deformações distorcionais entre 0,2% e 0,6%, apontando para valores mais próximos do limite superior do intervalo como mais representativos. Grammatikopoulou et al. (2008), num trabalho em que comparam o uso de modelos lineares e não lineares para estruturas de suporte, apontam como valor representativo da distorção neste tipo de obras 0,1%, uma vez que, consideram, o maciço sofre distorções entre 0,05% e 0,5%.

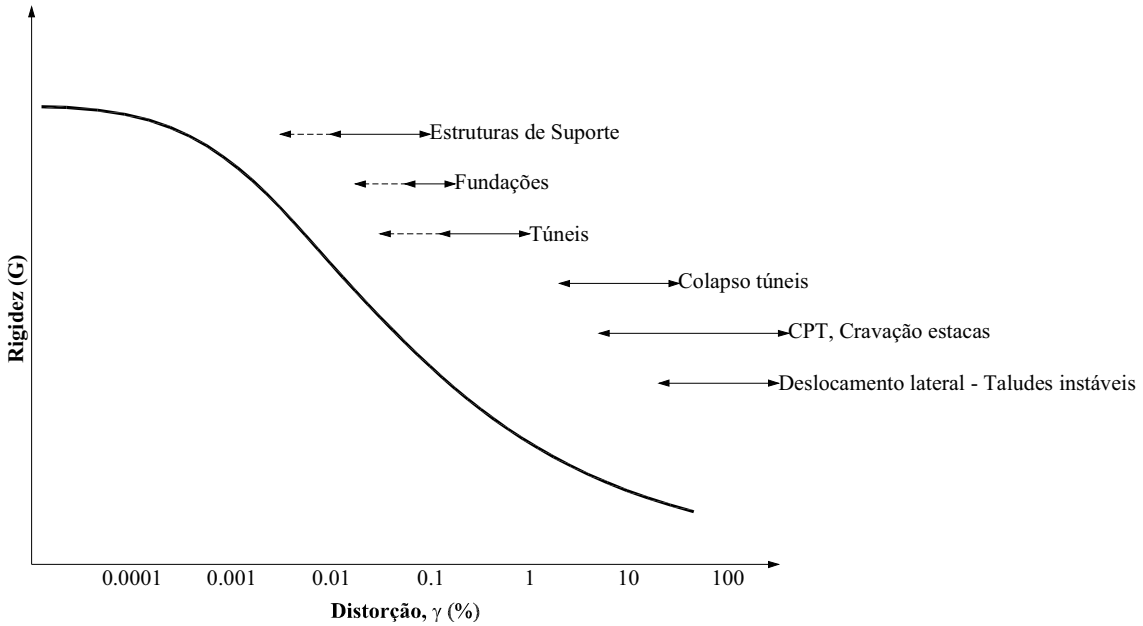


Figura 6. 5 – Níveis de deformação típicos para algumas obras geotécnicas (Mair, 1993)

A razão para, no parágrafo anterior, se apresentarem valores típicos de deformações relativos a obras de suporte e túneis prende-se com a metodologia construtiva inerente aos poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na vertical já que, apesar de serem estruturas de suporte, se assemelham mais, em termos de metodologia construtiva, aos túneis. Particularmente, durante a fase de avanço da escavação, o solo encontra-se, momentaneamente, totalmente desconfinado, o que conduz a um agravamento das deformações médias do maciço, levando a que as deformações apresentadas para os túneis sejam mais representativas para as obras ora em estudo.

A propósito dos níveis de deformação experimentados pelos poços escavados pelo Método de Escavação Sequencial, tomou-se como referência o Cálculo Base apresentado no Capítulo 2, e

traçaram-se as curvas com os níveis de deformação. A Figura 6. 6 a) apresenta as extensões horizontais enquanto a Figura 6. 6 b) apresenta as extensões máximas.

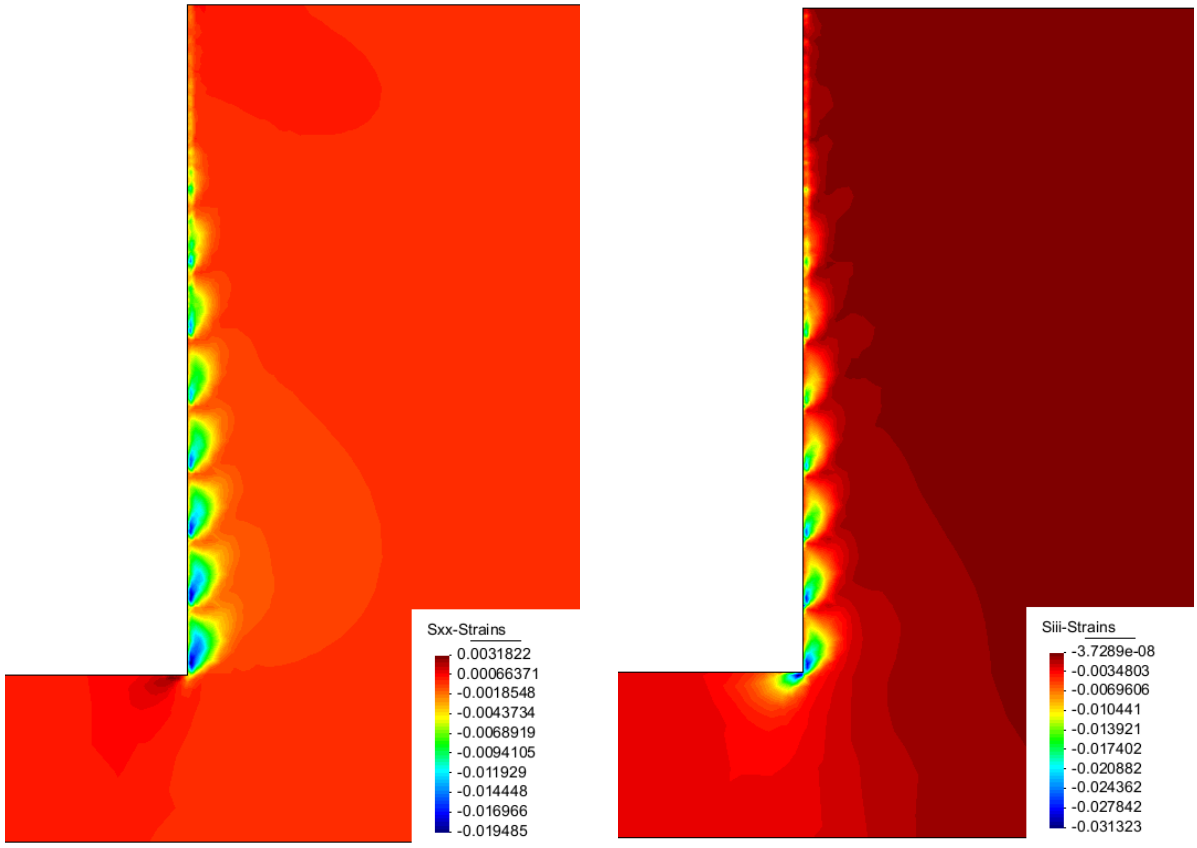


Figura 6. 6 - Extensões obtidas na modelação numérica associada ao Cálculo Base: a) extensões horizontais; b) extensões principais máximas

Ainda no Capítulo 2 estudou-se a influência da variação em planta da geometria dos poços, considerando elipses em que se diminuiu a razão entras as dimensões dos seus eixos menor e maior, respectivamente. Concluiu-se que, no que refere às deformações e extensões, são mais significativas nas zonas próximas do eixo menor da escavação e, sobretudo, a dimensão dessa zona mais deformada é bastante mais extensa. Apresenta-se na Figura 6. 7 as extensões horizontais ao longo do eixo menor do poço elíptico com raio médio de escavação 15,0 m e relação entre o eixo maior e o eixo menor de 2.

Refira-se que o programa utilizado não permite, de forma automática, a representação das deformações distorcionais, pelo que, nesta análise, se recorre sistematicamente à apresentação das extensões. É, no entanto, claro que as primeiras são superiores, podendo-se tomar como mínimo desse acréscimo cerca de 20%.

Um primeiro aspecto a referir prende-se com a importância das deformações verticais. Próximo do fundo da escavação, na zona já interior a esta, devido ao forte alívio de tensões, ocorrem extensões verticais, em algumas situações, superiores a 1,0%, valores muito consideráveis. Já na zona adjacente ao suporte essas deformações são pequenas e genericamente inferiores a 0,1%.

No entanto esta variação faz com que as extensões máximas possam não ser as horizontais, razão para a discrepância de valores observados entre as imagens a) e b) da Figura 6. 6.

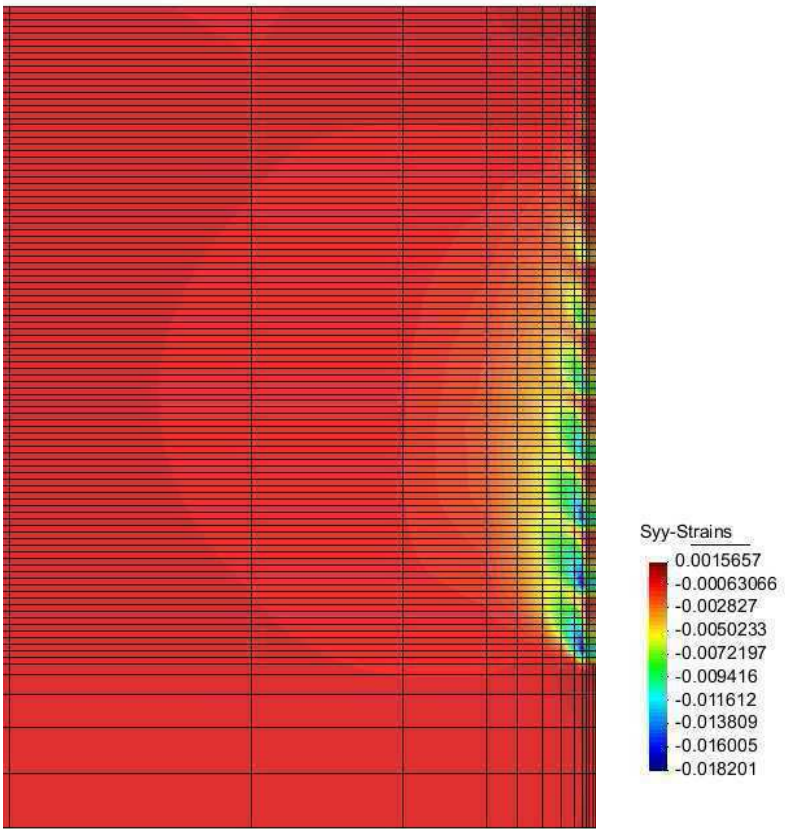


Figura 6. 7 - Extensões horizontais ao longo do eixo menor da elipse para um poço com relação entre eixos de 2

No que refere aos poços elípticos com maior discrepância da dimensão entre eixos as zonas com deformações superiores a 0,1% estendem-se significativamente além do suporte, prolongando-se até uma distância de praticamente 5,0 *m*. Este comportamento faz com que a extensão média representativa seja indiscutivelmente superior àquele valor.

As figuras anteriores parecem tornar também claro que as deformações típicas de túneis se ajustam melhor ao comportamento dos poços elípticos escavados pelo Método de Escavação Sequencial. Aliás, na faixa mais próxima do suporte, com facilidade as extensões ultrapassam o valor de 1,0%, sendo no entanto a zona onde estas extensões ocorrem relativamente estreita. Parece então que a gama de extensões representativas do que se passa em zonas extensas do maciço afectado pela escavação se situa algures entre 0,1% e 1,0%, sendo sensibilidade do autor, em função das análises efectuadas no Capítulo 2, que na gama de 0,2% a 0,5% se deverão situar os valores médios representativos do comportamento global.

Recuperando-se a Figura 4.28, onde se apresenta uma proposta de curva de degradação para os solos residuais do granito do Porto baseada nos resultados dos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador efectuados na estação Salgueiros, constata-se que para extensões entre 0,1% e 1,0% os valores de G/G_0 variam entre 0,17 e 0,05. Se o intervalo adoptado for mais estreito,

0,2% a 0,5%, os valores de G/G_0 variam entre sensivelmente 0,12 e 0,08, o que corresponde a um acréscimo de cerca de 50% no módulo de deformabilidade, tomando como referência o valor mais baixo.

No Capítulo 2 avaliou-se a importância do módulo de deformabilidade do terreno, usando-se para tal um modelo idêntico ao utilizado para simular o comportamento da estação Salgueiros. Em termos simplistas, a redução do módulo de deformabilidade do terreno para metade agrava os deslocamentos finais em cerca de 50% e os esforços nos elementos estruturais em cerca de 20%. Se se considerar uma variação de 50% no valor de E do terreno as variações são sensivelmente metade. Admitindo alguma capacidade de previsão do nível de deformação global representativo, ou seja, que o erro cometido não ultrapassa metade do intervalo mais estreito definindo nos parágrafos anteriores (0,2% a 0,5%), pode-se esperar que o erro máximo na previsão das deformações ronde 15% e nos esforços 5%. Estes limites provam ser razoável, numa obra tão complexa como a aqui estudada, a consideração de um modelo em que não se faz variar a rigidez com o nível de distorção, sendo no entanto claro que estes últimos modelos controlam directamente uma variável que de outra forma tem que ser ajustada manualmente, com todas as dificuldades que daí advêm.

6.6 Zonamento Geotécnico a considerar nas modelações numéricas

6.6.1 Nota Prévia

Antes de se iniciar a apresentação e justificação das propriedades atribúidas ao maciço, importa fazer um ponto prévio relativo à diferença de objectivos entre o que é o projecto e o que é uma tentativa de percepção do comportamento real. Em primeiro lugar, a equipa de projecto não possuía toda a caracterização adicional que resultou dos ensaios de laboratório, dos novos ensaios de campo, da observação do maciço resultante da escavação e, sobretudo, da análise do comportamento real da obra, agora já concluída.

Entenda-se o trabalho aqui desenvolvido como um passo adicional ao projecto, na procura de uma melhor percepção do funcionamento dos poços elípticos escavados pelo Método de Escavação Sequencial, solução tão bem concebida pela equipa de projecto.

6.6.2 Relação da rigidez em laboratório com a rigidez *in situ*

Como mostra a Figura 4.1, os blocos de solo residual de onde, posteriormente, foram talhadas as amostras para ensaios de laboratório encontravam-se relativamente próximos das sondagens SC1 e SES 11, a uma profundidade aproximada de 6,0 m. Recorde-se ainda que a sondagem SC1 constitui um dos furos para a realização de ensaios *Cross-Hole*.

Na sondagem SES 11 realizaram-se ensaios SPT aos 4,5 m, 6,0 m e 7,5 m, tendo-se obtido resultados de, respectivamente, 36, 43 e 39 pancadas. Já na sondagem SC1 realizou-se um ensaio SPT aos 6,0 m, tendo-se obtido 69 pancadas. Com base nestes resultados, e utilizando a equação 4.15 apresentada no Capítulo 4, derivaram-se os módulos de distorção iniciais.

Apresenta-se no Quadro 6. 3 valores estimados de G_0 na proximidade do local onde se recolheram os blocos para posteriores ensaios de laboratório.

Quadro 6. 3 – Módulos de distorção *in situ* na proximidade do local onde se recolheram os blocos para posterior análise laboratorial

Cross-Hole		**SES 11**			**SES 11**		
z (*m*)	**G0 (*MPa*)**	**z (*m*)**	**SPT**	**G0 (*MPa*)**	**z (*m*)**	**SPT**	**G0 (*MPa*)**
4,0	285	4,5	36	234			
5,5	288	6,0	43	241	6,0	69	260
7,0	298	7,5	39	237			
8,5	341						

Da análise do Quadro 6. 3 retira-se que os ensaios sísmicos entre furos à profundidade em causa conduziram a valores de G_0 próximos de 300 *MPa.* A correlação com os ensaios SPT (Equação 4.15) conduziu a valores ligeiramente mais baixos, entre 240 *MPa* e 260 *MPa*, menos fiáveis na medida em que se trata de uma correlação.

Em alguns dos ensaios de laboratório, nos triaxiais clássicos e em dois dos ensaios saturados com alívio da tensão lateral, mediu-se a velocidade de propagação das ondas de corte através da instalação de *bender elements* no topo e na base do provete. É sabido que há uma degradação das características dos provetes entre o campo e o laboratório, mesmo quando se trata de amostras de boa qualidade, recolhidas a partir de blocos. Viana da Fonseca et al. (1997), numa análise em solos residuais do granito do Porto, mostraram que a relação entre a rigidez de laboratório e a rigidez de campo é de 1/3, considerando a recolha de amostras de muito boa qualidade. Ferreira et al. (2004) e Ferreira (2008), num estudo de avaliação da qualidade da amostragem, compararam velocidades das ondas de corte *in situ* com as mesmas velocidades em laboratório e concluíram que, para o caso de blocos de muito boa qualidade, essa degradação é de cerca de 15%, o que corresponde a uma degradação de quase 30% no valor de G relativamente a G_0. Refira-se ainda que, os mesmos autores, concluíram que, quando se usam amostradores, mesmo de boa qualidade, a degradação na velocidade atinge com frequência valores iguais ou superiores a 30%, o que significa que a perda de rigidez tende a ser superior a 50%.

No Quadro 6. 4 apresenta-se os módulos de distorção obtidos nas várias medições em que se usaram *bender elements.*

Quadro 6. 4 – Módulos de distorção G_0 nas amostras de laboratório com recurso à técnica dos *bender elements*

Ensaios	**Triaxiais clássicos**			**Alívio tensão lateral**	
σ_v *(kPa)*	50	100	200	50	100
σ_h *(kPa)*	30	60	120	30	60
G_0 *(MPa)* Direcção 1	76,4	123,8	135,8	95,7	133,6
G_0 *(MPa)* Direcção 2	74,2	101,2	168,0	89,0	135,0
G_0 *(MPa)* (Média)	75,3	112,5	151,9	92,4	134,3

Um aspecto que resulta do Quadro 6. 4 é que o valor de G_0 encontrado é altamente dependente da tensão de confinamento pelo que a comparação com o valor de campo só é possível se estimado um valor de G_0 para uma tensão vertical de, sensivelmente, 120 *kPa*. Para tal ajustou-se a expressão de *Janbu* aos 5 resultados apresentados, tendo-se encontrado o valor de k=1160 e n=0,45. Usando esta equação obtém-se um valor de G_0, para uma tensão efectiva vertical de *120 kPa,* de 127,9 *MPa.*

Admitindo uma muito boa qualidade de amostragem e uma perda de rigidez da ordem de 30%, tal significava que o valor de G_0 *in situ* seria de 180 *MPa.* Caso se admitisse uma maior perturbação e uma perda de rigidez da ordem dos 50% o valor de G_0 estimado seria de 256 *MPa*. Refira-se que estes valores estão em razoável concordância com os exibidos no Quadro 6. 3, embora ligeiramente abaixo. Este aspecto pode de alguma forma estar relacionado com a relativa má qualidade dos provetes associados ao Bloco 1, questão de que se falou durante a descrição dos ensaios de laboratório. Um outro aspecto que parece revelar alguma importância prende-se com o tempo decorrido entre a recolha dos blocos e a realização dos ensaios de laboratório.

No laboratório de Geotecnia da FEUP tem-se observado, embora ainda não quantificado, que a preservação dos blocos em câmara húmida pode conduzir a alguma degradação da qualidade das amostras. Este é um aspecto ainda não experimentalmente validado mas é um facto que os ensaios foram realizados sobre amostras que, embora aparentassem uma fábrica e estruturação idênticas, tiveram origem em blocos que permaneceram cerca de 2 anos na câmara húmida do LABGEO.

Em face dos valores apresentados nos pontos anteriores, crê-se que uma boa estimativa para o módulo de distorção a muito baixas deformações, G_0, para a profundidade a que se recolheram os blocos rondará os 260 *MPa,* assumindo-se naturalmente a possibilidade de este valor oscilar cerca de 25% para cima ou para baixo.

No tratamento dos resultados dos ensaios de laboratório e dos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge* elaboraram-se curvas de degradação da rigidez. Para se perceber até que ponto o seu andamento é semelhante, apresenta-se na Figura 6. 8 as curvas obtidas na modelação dos ensaios com o pressiómetro e as mesmas curvas para os ensaios triaxiais relativos às 3 diferentes trajectórias de tensões consideradas. No que refere a estes ensaios, tomou-se como exemplo os ensaios com tensão vertical de 100 *kPa,* por ser a mais próxima da tensão a que se encontravam os blocos *in situ.* No que se re*fere* ao pressiómetro, considerou-se o ensaio realizado no furo 1 à profundidade de 9,70 *m*, por ser o ensaio com o valor de G_0 mais próximo do valor registado no local onde se recolheram os blocos.

Da análise da Figura 6. 8 é bem evidente a perda de rigidez dos provetes em laboratório relativamente à *in situ*. Para a mais baixa extensão radial considerada, 0,01%, a rigidez evidenciada pelo ensaio pressiométrico é superior à dos ensaios de laboratório entre 2 e 3,5 vezes.

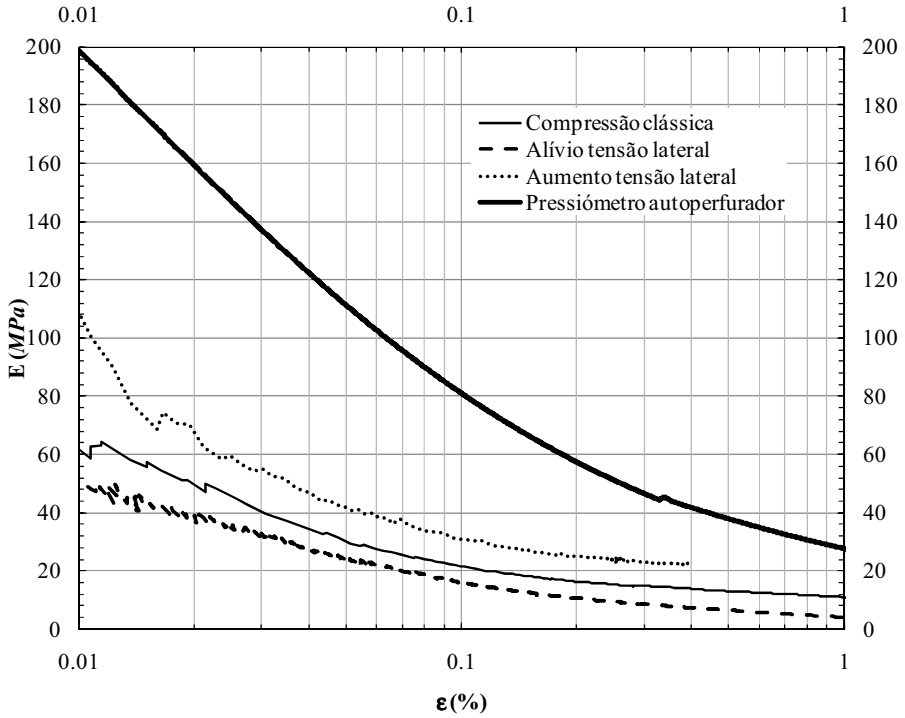


Figura 6. 8 – Curvas de degradação de rigidez para os ensaios de laboratório e para os ensaios com o SBP

Outro aspecto a referir prende-se com a diferença de rigidez entre as diversas trajectórias de tensão, se bem que a clarificação desta discrepância possa ser significativamente dificultada pela heterogeneidade típica dos solos residuais do granito do Porto. Por exemplo, o ensaio em que a rigidez é menor, o de alívio da tensão lateral, correspondia manifestamente a um provete relativamente pouco rígido, como se pode observar na apresentação do Capítulo 3 relativa aos ensaios em condições não saturadas. Já no que concerne à trajectória de tensões com aumento da tensão lateral, esta parece efectivamente mais rígida mas o número reduzido de ensaios com esta trajectória não permite ser totalmente peremptório nesta afirmação.

Em face dos gráficos atrás apresentados, entende-se que, para se passar da rigidez medida em laboratório para a rigidez *in situ,* a primeira deve ser multiplicada por 3, coeficiente que aliás já havia sido obtido por Viana da Fonseca et al. (1997).

6.6.3 Evolução das características do maciço em profundidade

6.6.3.1 Aspectos relevantes

No Capítulo 3 desta dissertação apresentou-se uma série de ensaios de laboratório que permitiram de alguma forma quantificar, de modo independente, a importância de fenómenos como o nível de sucção, a tensão de confinamento e a própria trajectória de tensões escolhida sobre os parâmetros de rigidez e de resistência do solo residual do granito recolhido na estação Salgueiros. Já no Capítulo 4 apresentaram-se diversos ensaios *in situ*, o que permitiu avaliar a

evolução das características do maciço em profundidade e em planta, percebendo-se assim a heterogeneidade dos solos residuais do granito.

Um dos aspectos diferenciadores dos ensaios de laboratório e de campo é que, nos primeiros, pode-se isolar um dado fenómeno enquanto que os segundos reflectem, normalmente, a influência conjunta das diversas variáveis no parâmetro a quantificar. Esta diferença pode-se tornar numa vantagem se se conseguir algum mecanismo de comparação entre os resultados obtidos no campo e em laboratório, já que aspectos como a degradação da amostra e a própria interpretação dos ensaios dificultam a correlação.

A dificuldade em integrar simultaneamente toda esta informação resulta ainda do facto de os ensaios de laboratório terem sido todos realizados sobre amostras colhidas num mesmo local, não reflectindo, portanto, de forma suficientemente abrangente, a intensa heterogeneidade típica dos solos residuais do granito do Porto, com variações assistemáticas quer em planta quer em profundidade. Acresce que todo o material recolhido corresponde a um estado de tensão inicial único, não reflectindo esta variação *in situ.*

Neste ponto procurar-se-á quantificar isoladamente a influência de aspectos como a sucção e a tensão de confinamento, procurando-se no final obter curvas que reflictam a sobreposição destes efeitos com os resultados dos ensaios *in situ.*

6.6.3.2 Influência do Nível de sucção e da tensão de confinamento sobre os parâmetros de resistência e de deformabilidade

Os ensaios triaxiais em condições não saturadas foram todos realizados para uma trajectória em que se manteve constante a tensão vertical e se aliviou a tensão lateral, trajectória representativa de uma larga zona do maciço nos poços elípticos construídos pelo Método de Escavação Sequencial. O largo conjunto de ensaios permitiu quantificar separadamente a influência da sucção e da tensão de confinamento.

No que refere à tensão de confinamento, a influência é sobretudo relevante sobre a rigidez, tendo-se quantificado essa influência através da expressão de *Janbu.* Apesar de alguma variação nos termos k e n da expressão, os valores de 1000 e 0,6 são os mais representativos do solo residual sobre o qual se realizaram os ensaios de laboratório (Quadro 3.14).

A sucção tem influência quer sobre os parâmetros resistentes quer sobre os de deformabilidade. No que se refere aos primeiros, obteve-se um ângulo de atrito com respeito à sucção, ϕ^b, de sensivelmente 14^0. Já relativamente aos parâmetros de deformabilidade, observou-se um aumento com o nível de sucção instalado no terreno, tendo-se recorrido a duas aproximações: uma primeira que considera o crescimento linearmente dependente do nível de sucção, com um acréscimo de 0,78% por cada kPa de sucção instalada; uma segunda que considera não haver influência significativa até sucções da ordem dos 44 kPa e, para valores superiores, um crescimento de 1,2% por cada kPa adicional de sucção.

Assumindo, numa aproximação simplificada, que o maciço é homogéneo e o material dos blocos, sobre o qual se realizaram os ensaios de laboratório, representativo de todo o maciço, pode-se traçar a evolução das características resistentes e de deformabilidade. A Figura 6. 9

apresenta a evolução do valor de G_0 considerando apenas a influência da tensão de confinamento, só a influência do nível de sucção e ainda o cenário resultante da combinação destas duas hipóteses. No que refere à influência da sucção, representa-se a hipótese de variação linear dos parâmetros de deformabilidade (L) e ainda a hipótese que assume que, até sucções da ordem dos 44 *kPa,* não há influência na rigidez e, para sucções superiores, o crescimento é linear (BL). Considerou-se ainda que à profundidade de 6,0 *m*, local onde se recolheram os blocos, o valor de G_0 vale 260 *MPa* e o valor de G/G_0 sem a influência da sucção vale 1,0. Tomou-se para peso volúmico do solo 18,0 kN/m^3. Recorde-se que os 6,0 *m* de profundidade coincidem precisamente com a posição do nível freático original.

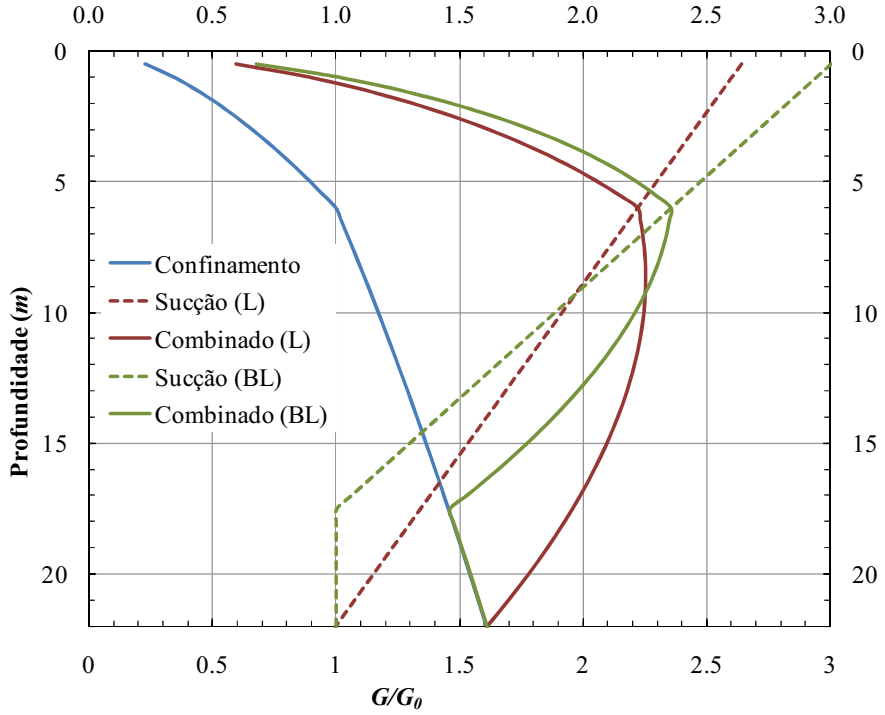


Figura 6. 9 – Evolução da rigidez em profundidade considerando a influência da sucção e da tensão de confinamento

A Figura 6. 9 mostra que, considerando a influência simultânea da sucção e da tensão de confinamento sobre os parâmetros de rigidez do material, estes têm um valor bastante mais homogéneo em profundidade. A excepção são os primeiros metros, onde o rápido crescimento de G com a tensão de confinamento se sobrepõe à influência da sucção.

O gráfico mostra ainda que, nas situações extremas, os parâmetros de rigidez são superiores ao dobro do que eram na condição antes do rebaixamento no local de recolha de amostras, o que é uma importante referência para considerações de projecto. A hipótese de variação bi-linear do crescimento da rigidez com o nível de sucção torna ainda mais marcantes as diferenças para os solos mais à superfície, com valores mais altos de rigidez neste cenário. Acresce que a diminuição de rigidez em profundidade, para os terrenos sensivelmente abaixo do ponto médio da escavação é ainda mais pronunciada. Neste modelo não há influência da sucção para a franja de cerca de 4,0 *m* acima do nível freático, pelo que a curva combinada com a tensão de

confinamento é coincidente com a curva resultante apenas da influência da tensão de confinamento.

No que refere aos parâmetros resistentes o crescimento da componente coesiva devido a ϕ^b será linear em profundidade isto, reforce-se, considerando-se o solo homogéneo.

6.6.3.3 Evolução do perfil de Rigidez *in situ*

No que se refere à evolução em profundidade das características do solo *in situ,* discute-se fundamentalmente os parâmetros de rigidez uma vez que apenas estes foram medidos de forma consistente. A percepção dessa evolução pode ser obtida recorrendo-se quer aos resultados dos ensaios *Cross-Hole* quer aos resultados dos ensaios SPT. De forma a se tornar a informação comparável, derivaram-se valores de G_0 a partir dos resultados dos ensaios sísmicos entre furos recorrendo-se para tal à equação 4.15 apresentada no Capítulo 4. A Figura 6. 10 apresenta a evolução dos valores de G_0 em profundidade, representando-se os valores dos ensaios sísmicos entre furos e os valores derivados a partir dos resultados dos ensaios SPT.

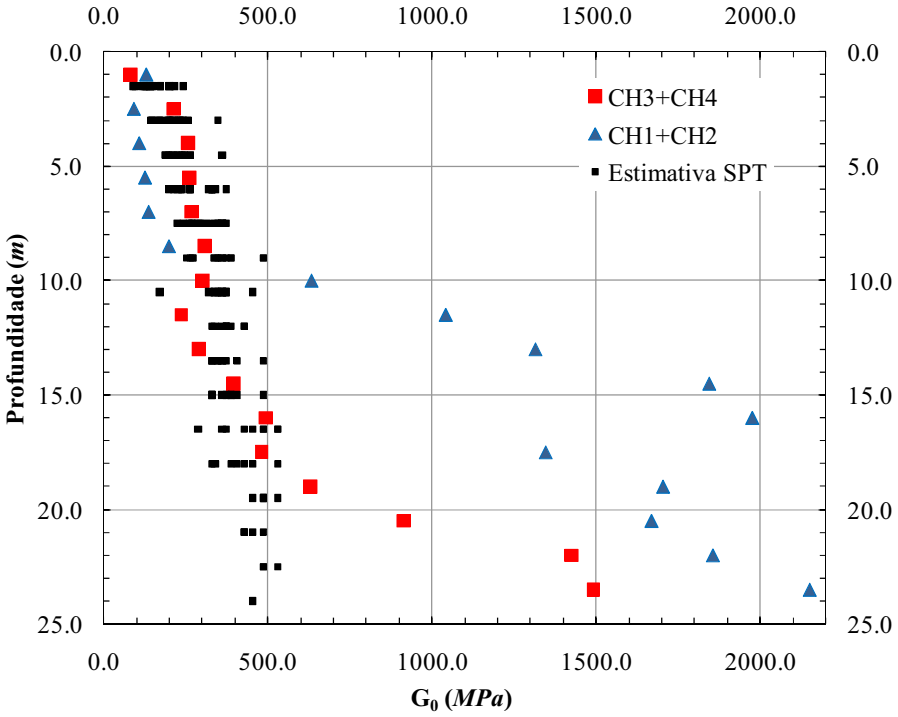


Figura 6. 10 - Evolução de G_0 em profundidade em função dos resultados *Cross-Hole* e dos resultados dos ensaios SPT

A Figura 6. 10 mostra, antes de mais, a incapacidade de se preverem adequadamente os valores de G_0 com base no SPT quando se entra em materiais menos alterados, ou seja rochosos. É também verdade que esta incapacidade é reforçada pelo facto de não se realizarem ensaios SPT nestes materiais já que a furação permite a sua identificação prévia. Na Figura 6. 11 apresenta-se os mesmos dados da Figura 6. 10 truncando-se os valores de G_0 em 600 *MPa,* valor que, pela mesma figura, parece aproximadamente corresponder à transição dos solos residuais para os horizontes rochosos. Da figura constam ainda as curvas que reflectem a evolução da rigidez em

profundidade considerando apenas a influência da tensão de confinamento e a influência desta combinada com o ganho de rigidez devido à sucção instalada no terreno. Esta curva é a correspondente à hipótese de a rigidez depender linearmente da sucção no maciço.

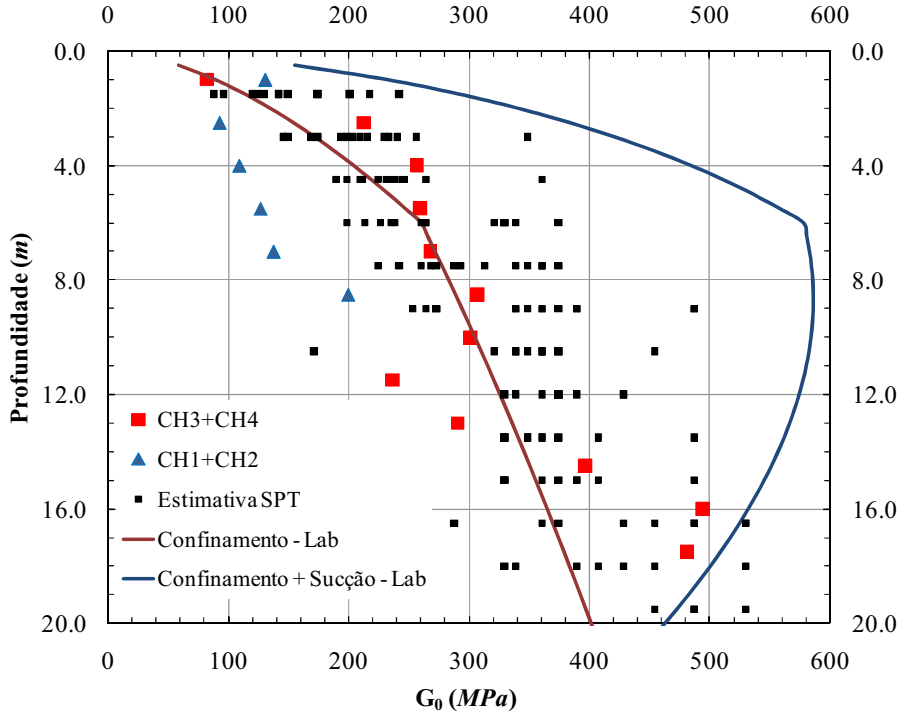


Figura 6. 11 - Evolução de G_0 em profundidade em função dos resultados *Cross-Hole* e dos resultados dos ensaios SPT e dependência do nível de confinamento e sucção

O conjunto dos ensaios *in situ* engloba já a influência da tensão de confinamento sobre a rigidez do solo e inclui, adicionalmente, os efeitos da evolução da alteração do maciço em profundidade e da variabilidade em planta. A condição não saturada é o único fenómeno que, aparentemente, não estará reflectido na Figura 6. 11 já que todos os ensaios de campo foram realizados com o nível freático próximo da sua posição original, portanto sem a influência da condição não saturada.

Um aspecto que merece especial referência prende-se com a gama de variação dos valores apresentados na Figura 6. 11 que, recorde-se, se referem todos a solos residuais do granito, com diferentes patamares de evolução mas sempre com um grau de alteração classificado como W5. Os valores de G_0 apresentados variam entre cerca de 90 *MPa* e mais de 500 *MPa*, o que representa uma variação de mais de 6 vezes. Não obstante, uma análise mais cuidadosa mostra que, nos níveis superiores, G_0 varia entre 90 e 240 *MPa* e, nos níveis inferiores, entre 300 e 530 *MPa*, o que significa uma variabilidade da ordem das 2 a 2,5 vezes. Estas grandezas apontam no sentido de a heterogeneidade do maciço ser muito importante, tanto ou mais do que qualquer fenómeno induzido artificialmente, sucção motivada pelo rebaixamento, o que cria dificuldades à modelação de obras com dimensão apreciável em solos residuais do granito do Porto.

Comparando-se a evolução dos valores de G_0 em profundidade, constata-se que a curva que traduz a influência da tensão de confinamento, construída a partir dos resultados laboratoriais,

acompanha relativamente bem os resultados derivados a partir dos ensaios SPT. Já relativamente aos valores de G_0 determinados directamente a partir dos ensaios *Cross-Hole,* o crescimento em profundidade parece ser menor do que o evidenciado pelas duas curvas anteriores. É assim para os resultados CH1-CH2 até 8,0 m de profundidade e, para os resultados CH3-CH4, até cerca dos 14,0 m de profundidade. Nesta última localização, e a partir desta última profundidade, há um salto nos valores de G_0, dando a entender que houve uma melhoria das características do material.

Uma explicação para o menor crescimento dos valores de G_0 em profundidade prende-se com o carácter cimentando dos solos residuais. Para deformações muito pequenas, como é o caso dos ensaios *Cross-Hole,* essa cimentação é muito importante no comportamento do material, sendo relativamente independente da tensão de confinamento. Para maiores deformações o comportamento do solo passa a ser comandado pela sua granulometria. Os ensaios SPT, sendo destrutivos, apenas avaliam a compacidade do material e, portanto, os resultados ajustam-se relativamente bem à curva que faz depender a rigidez apenas da tensão de confinamento, como aliás já identificado por Viana da Fonseca (1996).

Um outro aspecto que merece consideração prende-se com o facto de os ensaios sísmicos entre furos terem sido realizados após o término da construção e restabelecimento do nível freático na sua posição original. Tal significa que o solo esteve previamente sujeito a níveis de sucção elevados que, quando se realizaram os ensaios *Cross-Hole*, já tinham desaparecido. A existência de sucções altas no maciço pode ter produzido um adensamento que, de alguma forma, permanece na determinação dos valores da rigidez para muito baixas deformações. Esta hipótese carece contudo de mais resultados experimentais sendo que o ideal seria, num projecto de investigação futuro, a realização de ensaios *Cross-Hole* antes, durante e após as operações de rebaixamento do nível freático.

A influência da sucção conduz a valores de rigidez consideravelmente mais elevados que os medidos *in situ*, em especial na zona mais superficial do maciço. Em qualquer dos casos, a curva apresentada reflecte os resultados dos ensaios de laboratório em que, de forma controlada, se garante o estabelecimento dos níveis de sucção pretendidos. No caso da estação Salgueiros, como descrito no Capítulo 5, o rebaixamento iniciou-se apenas quando a escavação atingiu os 6,0 m de profundidade. Assim, o crescimento da rigidez até aquela profundidade teria já reduzida importância no comportamento da escavação e, mesmo daqui para baixo, a influência seria menor do que o estimado pela curva, devido ao tempo de consolidação necessário. A curva referida como "Confinamento + Sucção – Lab" deve, portanto, ser encarada como um limite superior da rigidez do maciço em condições não saturadas.

6.6.4 Parâmetros Geotécnicos Para a modelação numérica – Aproximação Base

Tirando-se partido do facto de a obra em análise apresentar em planta dois eixos de simetria e de a observação da obra claramente ter mostrado que o maciço possui vincadas diferenças geotécnicas em cada um dos quadrantes, procurou-se uma abordagem em que se definiram limites razoáveis para as propriedades geotécnicas. Essa metodologia foi ainda encorajada pela

sensação de que o factor mais determinante na caracterização geotécnica é o seu grau de alteração.

Observando-se a Figura 6. 11, os resultados obtidos nos ensaios *Cross-Hole* parecem funcionar quase como limites para os valores de G_0 em profundidade. Na Figura 6. 12 apresenta-se os resultados dos ensaios *Cross-Hole* aproximados linearmente por troços para se poder inferir os parâmetros de rigidez a qualquer profundidade.

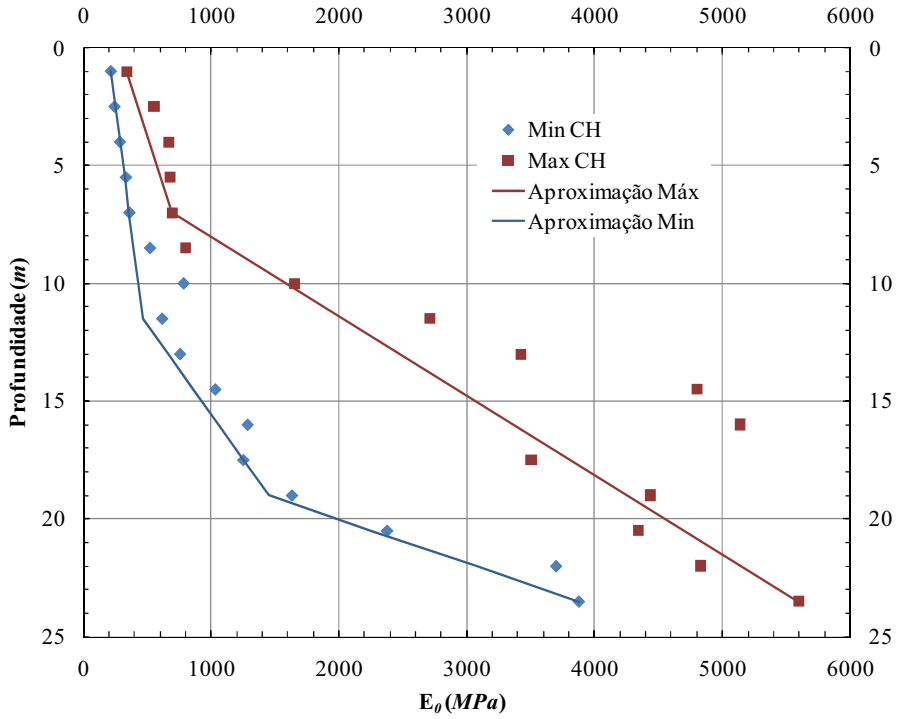


Figura 6. 12 – Aproximação numérica aos resultados dos ensaios *Cross-Hole*

Dada a impossibilidade de considerar uma modelação em que se fizessem variar as características evolutivas do material através de uma lei de comportamento, optou-se por discretizar o terreno em camadas com espessura aproximada de 1,0 m, tendo-se atribuído a cada uma das camadas propriedades representativas. Desta forma, embora por um processo relativamente pouco sofisticado, pode-se ter em consideração a evolução do material e a influência da tensão de confinamento e do nível de sucção sobre os parâmetros resistentes e de deformabilidade do terreno.

De forma a apanhar os limites de comportamento dos vários quadrantes do poço utilizaram-se como base os parâmetros de rigidez ilustrados pelas Figura 6. 12, associados a percentagens de degradação de rigidez compatíveis com o nível de deformação. Para esta variável admitiu-se o cenário de uma deformação média representativa de 0,5%, tal como se justificou na secção 6.5 deste capítulo. A estes níveis de deformação correspondem valores de G/G_0 de 0,08, podendo-se assim caracterizar o módulo de deformabilidade a qualquer profundidade.

Relativamente aos ganhos de resistência e rigidez conferidos pela condição não saturada do terreno, ignorou-se nesta primeira aproximação essa contribuição. Tal opção está associada à dificuldade de quantificar com rigor o ganho associado à condição não saturada, já que o nível

freático apenas foi rebaixado quando a escavação atingiu os 6,0 *m* de profundidade, sendo que o tempo de consolidação necessário de alguma forma atenua os ganhos dessa condição.

No que refere às propriedades resistentes do maciço, considerou-se então um ângulo de atrito de 39^{o} e uma coesão de 10 *kPa,* isto para os horizontes correspondentes a solo residual do granito com grau de alteração W5. Estes parâmetros resultam do largo conjunto de ensaios triaxiais apresentados no Capítulo 3, correspondendo à condição saturada uma vez que se tomou a opção de, nesta fase, negligenciar a contribuição positiva da componente não saturada.

A partir dos, sensivelmente, 18,0 *m* de profundidade o grau de alteração do material parece claramente diminuir, a julgar pelo rápido crescimento dos valores de G_0, pelo que se admite o material possa corresponder a um grau de alteração W4. Assumiu-se então as características preconizadas no projecto para a unidade *g4*, no que diz respeito à coesão, mantendo-se o ângulo de atrito em 39^{0}.

Relativamente ao coeficiente de *Poisson* do material, assumiu-se um valor constante e igual a 0,3, por ser um valor representativo para o nível de deformação esperado, como se demonstrou pelos ensaios de laboratório descritos no Capítulo 3. A lei de fluxo assumida é associada.

Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso, assumiu-se numa primeira aproximação que este valia 0,6, por corresponder ao mínimo razoável determinado no âmbito desta dissertação e justificado no Capítulo 4. Ainda no mesmo capítulo admitiu-se a hipótese de o valor de K_0 ser superior e de haver um aumento em profundidade, associado à diminuição do grau de alteração do solo residual do granito. Como se verá adiante, a procura do melhor ajuste para o comportamento da escavação obrigou a aumentar este parâmetro.

Em face das justificações atrás apresentadas, apresenta-se na Figura 6. 13 a evolução dos parâmetros em profundidade para a previsão do comportamento da estação Salgueiros. Da mesma figura constam os parâmetros assumidos em projecto, possibilitando-se assim um primeiro comentário apoiado nos dados novos resultantes do conjunto de ensaios de laboratório e de campo realizados no âmbito da presente tese.

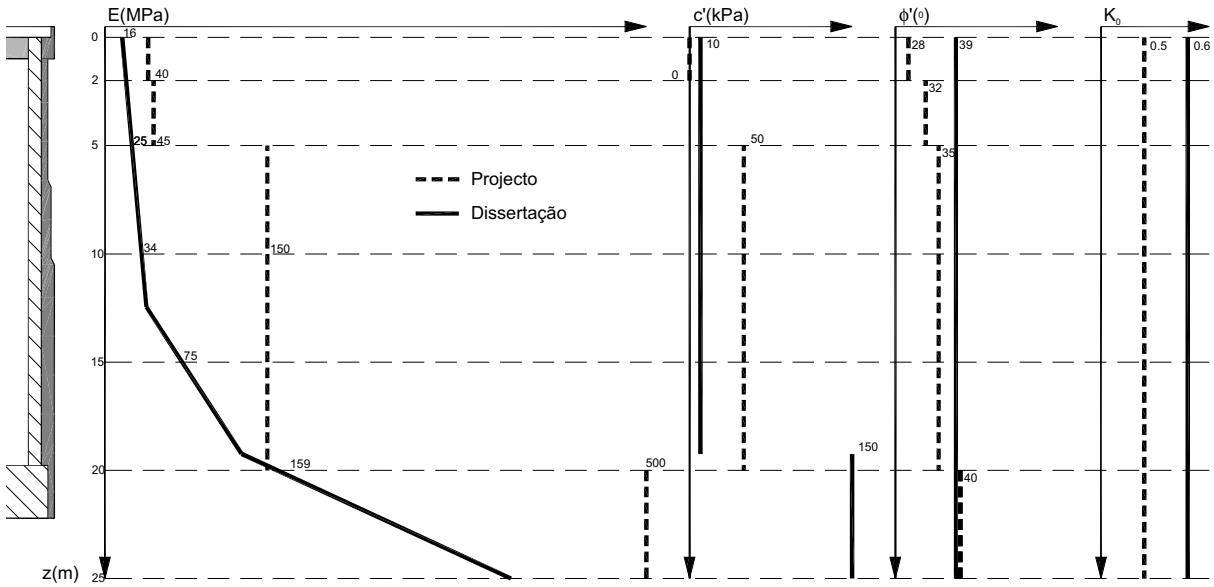


Figura 6. 13 – Parâmetros assumidos para a modelação da estação Salgueiros

Da observação da Figura 6. 13 resulta que as principais diferenças na atribuição das propriedades geotécnicas entre o projecto e os cálculos agora efectuados se prendem, fundamentalmente, com a rigidez e o com coeficiente de impulso em repouso. No que se refere ao K_0, o valor agora assumido é principalmente consequência dos ensaios com o SBP, que provaram ser aconselhável o uso de valores superiores àqueles que até à data eram referência. No que concerne à rigidez, refira-se que os valores agora sugeridos correspondem aos limites mínimos para o local, dizendo respeito basicamente a um quadrante da escavação. Tenha-se presente que o reconhecimento de que a deformação foi significativa, pelo menos no quadrante Norte/Poente da estação, obriga à consideração de uma degradação maior e, logo, menor rigidez. Este conhecimento levou ainda à consideração de uma componente coesiva de 10 kPa até uma maior profundidade, uma vez que neste quadrante a profundidade de solo muito alterado parece ser superior do que na generalidade da estação.

O conjunto de parâmetros agora apresentados serviu de base a um cálculo que se designou de Cálculo Base Salgueiros e que constituiu a primeira referência para a descrição que se segue.

6.7 Análise de resultados do Cálculo Base Salgueiros

6.7.1 Nota Introdutória

A análise do comportamento real da estação Salgueiros mostrou diferenças muito relevantes entre cada um dos quadrantes da estação, o que se atribui, fundamentalmente, às diferenças muito vincadas das características do maciço, aliás típicas dos maciços de alteração do granito do Porto.

Do ponto vista de análise de comportamento, o quadrante Norte/Poente é o mais interessante uma vez que aí as deformações foram mais significativas. O que se definiu como Cálculo Base da estação Salgueiros procura aproximar o comportamento desta zona, baseando-se para tal no que se definiu como o limite inferior das propriedades do terreno.

Seja como for, o resultado que se apresenta e discute nesta secção não reproduz na perfeição o comportamento da obra. Serve, no entanto, para perceber quais os parâmetros geotécnicos que podem assumir valores distintos e, em consequência, para apontar caminhos. Este trabalho será ainda validado na secção seguinte ao se apresentar uma série de cálculos tridimensionais paramétricos, de forma a se aproximar melhor o comportamento da obra.

6.7.2 Movimentos gerais da obra

A Figura 6. 14 apresenta a malha deformada para a fase final de cálculo relativa ao Cálculo Base da estação Salgueiros. Esta figura fornece uma ideia bastante clara da deformação da estrutura. O cálculo numérico agora apresentado consegue simular bastante bem o comportamento geral de estrutura descrito no Capítulo 5 e que passa pela existência de fortes convergências na zona mais plana da elipse. Já no topo correspondente ao eixo longitudinal da estação as deformações são muito menores.

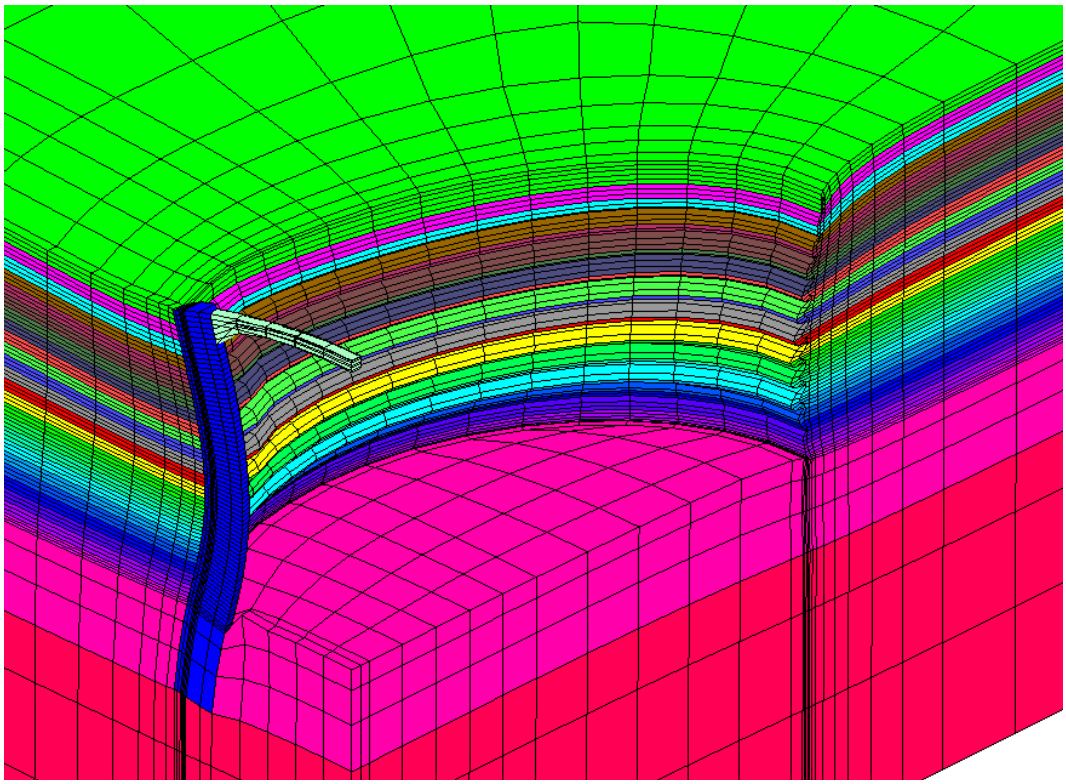


Figura 6. 14 – Malha deformada no Cálculo Base Salgueiros na fase final da escavação

Os poços verticais de pequeno diâmetro relativo, apesar da sua rigidez elevada, experimentam uma deformação muito significativa, em especial a meia altura. A flexão destes poços, que se encontram apoiados no terreno, ao nível da base, e na viga transversal no topo, produz momentos flectores muito elevados na cabeça, o que obriga à rotação da viga transversal. Esta rotação é responsável pelo levantamento a meio vão desta viga.

Aspecto ainda claro da Figura 6. 14 é o levantamento generalizado do fundo da escavação e a existência de deslocamentos superiores a meia altura dos patamares de escavação, formando uma espécie de "barrigas", fenómeno amplamente discutido no Capítulo 2.

No que refere aos movimentos à superfície apresenta-se na Figura 6. 15 os deslocamentos segundo as três direcções do espaço para a estação Salgueiros. Apresenta-se ainda na Figura 6. 15 d) os deslocamentos totais à superfície.

Os valores máximos observados dos deslocamentos segundo o eixo longitudinal da estação, são pequenos, cerca de $\pm 5\ mm$, com a particularidade de haver divergência no alinhamento coincidente com o eixo. Na direcção transversal, os deslocamentos são bastante mais significativos, concentrando-se na zona mais plana do suporte e atingindo mais de 1 *cm*. No que concerne aos assentamentos, nota-se uma auréola sensivelmente uniforme ao longo do contorno da escavação com excepção das zonas próximas dos poços de pequeno diâmetro, que funcionam como pontos de grande rigidez e quase nula deformação. Saliente-se que, nas zonas mais deformáveis, adjacentes ao suporte, os assentamentos são da ordem de 2 *cm*, valores que comparam razoavelmente bem com os assentamentos da viga de coroamento, mesmo não se tendo incorporado a parcela devida ao rebaixamento do nível freático.

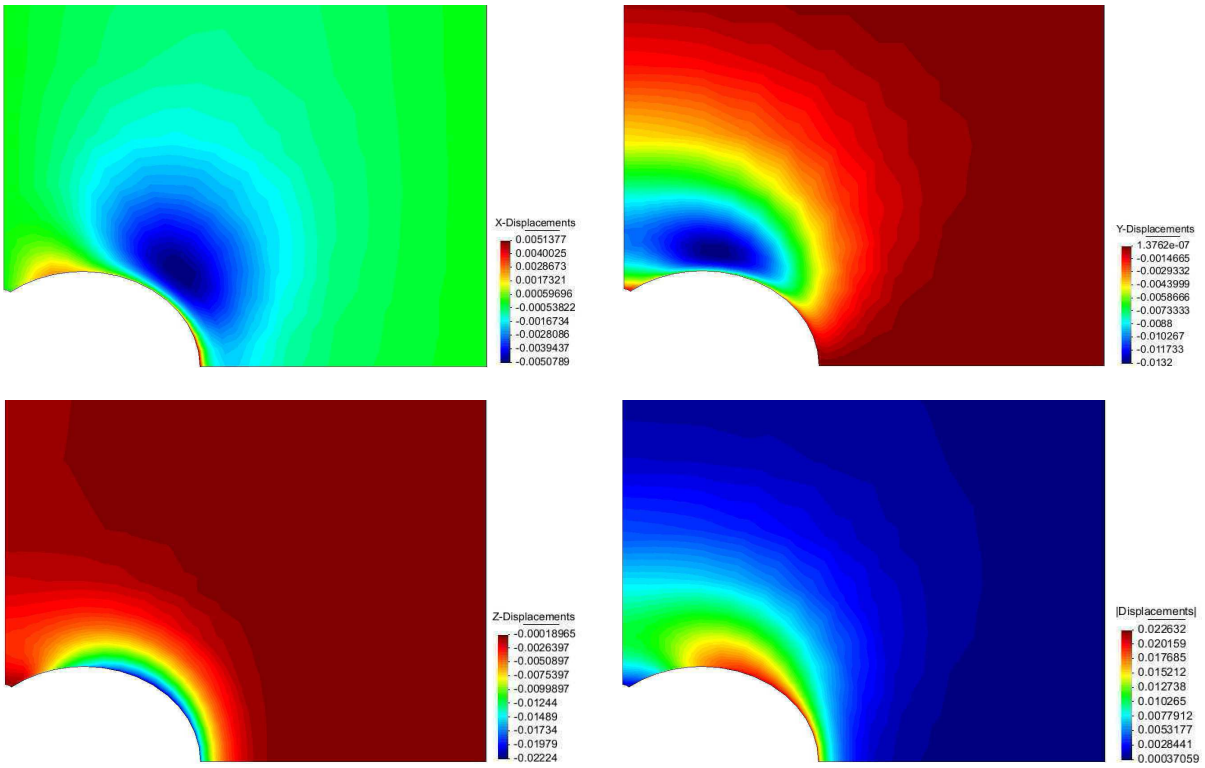


Figura 6. 15 – Deslocamentos à superfície para o Cálculo Base da estação Salgueiros (*m)*: a) deslocamentos segundo o eixo longitudinal; b) deslocamentos segundo o eixo transversal; c) assentamentos; d) deslocamentos totais

Ao se observar os deslocamentos totais resulta que no alinhamento do eixo menor da elipse, a extensão das zonas com maiores deformações é muito mais ampla, ilustrando de forma clara a importância da rigidez inerente ao raio de curvatura das estruturas analisadas.

6.7.3 Deformação do maciço

Neste ponto procura-se analisar as deformações do maciço e, quando houver resultados de instrumentação disponíveis, comparar os valores calculados com os medidos. Na Figura 6. 16 apresenta-se o perfil de deslocamentos horizontais do maciço, perpendicularmente ao suporte, em alguns pontos notáveis da escavação. As localizações em planta escolhidas correspondem ao eixo maior da estação, ao ponto de maior largura, a que corresponde o maior raio de curvatura da elipse e ao ponto do pilar sobre o eixo de simetria e encostado à escavação. Todas as curvas apresentadas são fruto do cálculo numérico.

Enquanto que as curvas em pontos adjacentes ao suporte mostram as diferenças de deslocamento dentro de cada painel escavado, o perfil adjacente ao pilar central apresenta um andamento perfeitamente contínuo, consequência natural do facto de este ter sido construído antes da escavação do poço principal. Comparando as curvas relativas aos eixos maior e menor nota-se um similitude grande com o comportamento descrito no Capítulo 2 para os poços elípticos, com a divergência no topo sobre o eixo maior e a maiores deformações sobre o eixo menor da elipse.

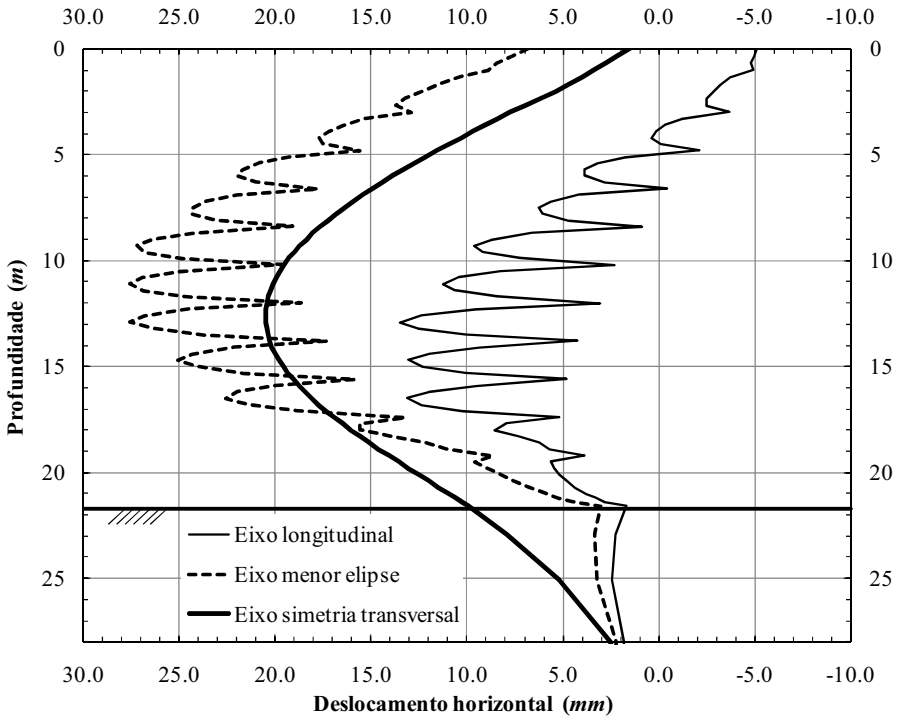


Figura 6. 16 – Deformada no maciço adjacente ao suporte – Cálculo Base Salgueiros

Um aspecto do comportamento também claramente distinto entre o pilar e os perfis adjacentes ao suporte de betão projectado relaciona-se com a deformada abaixo da escavação. No pilar há um muito maior deslocamento, correspondente à mobilização de pressões passivas abaixo da escavação, comportamento típico das estruturas de suporte pré-instalado. Acresce que sendo estes pilares elementos de apoio importantes há uma significativa transferência de esforços.

Aspecto muito relevante prende-se com o facto de os deslocamentos máximos ocorrerem a profundidades pouco relevantes, cerca de 11,0 m, o que demonstra uma vez mais a importância da melhoria das qualidades do maciço assumida no modelo numérico.

Tendo presente a existência de um inclinómetro no alinhamento do eixo menor da estação, a cerca de 2,0 m do suporte, compararam-se os deslocamentos obtidos no cálculo numérico com os medidos no Inclinómetro 4, precisamente o instrumento correspondente ao quadrante Norte/Poente, o que sofreu maiores deformações.

A Figura 6. 17 mostra que os deslocamentos em direcção à escavação no alinhamento do Inclinómetro 4 são bastante mais pequenos no cálculo numérico do que os medidos. A diferença é particularmente marcante para o deslocamento máximo que, na medição real, atinge cerca de 37 mm enquanto que no cálculo numérico é cerca de 50% desse valor. É também importante a diferença relativamente à profundidade a que esse máximo se regista, sendo de cerca de 12,0 m na medição real e de pouco mais de 9,0 m na simulação numérica. Esta discrepância sugere que a possança de material mais alterado, e logo menos rígido, poderá assumir maior expressão do que o considerado no modelo geotécnico estabelecido já no âmbito desta tese.

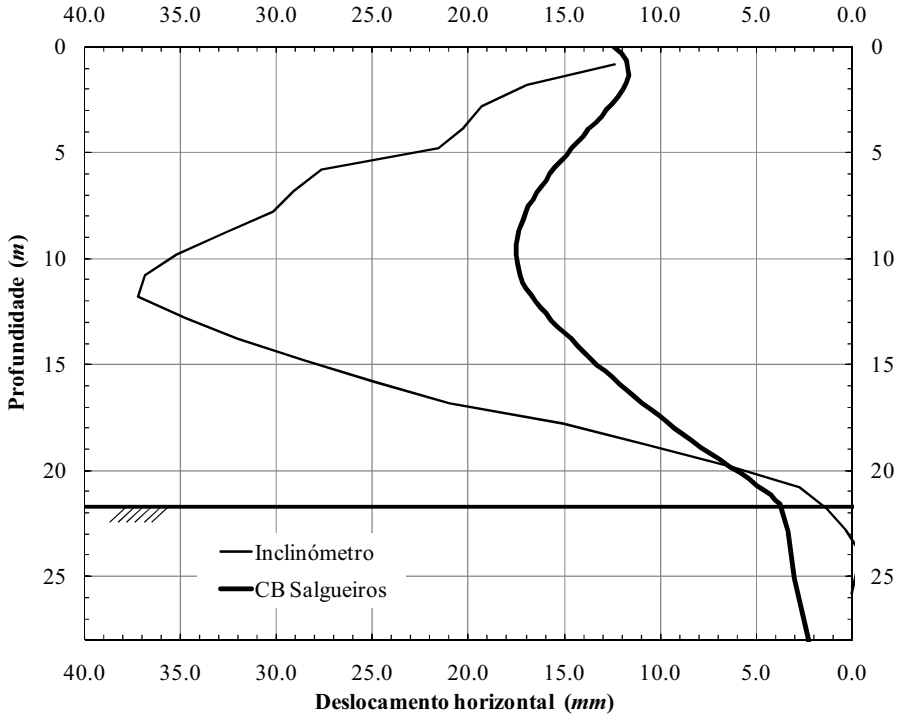


Figura 6. 17 – Deslocamentos em direcção à escavação para o Inclinómetro 4

Não obtante, a forma das curvas é bastante semelhante, caracterizando a curva numérica, em termos de forma, bastante bem o andamento dos deslocamentos em profundidade.

Para profundidades superiores à escavação, a simulação numérica regista maiores deformações que a deformação real. Esta diferença resulta sobretudo do facto de se assumir que os deslocamentos são nulos na base do inclinómetro, o que pode não corresponder totalmente à realidade.

Na Figura 6. 18 apresenta-se o perfil de assentamentos à superfície em alguns alinhamentos notáveis, a saber: eixo longitudinal da estação, eixo menor das elipses, eixo transversal da estação. Esta figura mostra que, até distâncias de cerca de 15 *m* do suporte, os assentamentos são ainda muito significativos atingindo, neste ponto, valores da ordem de 1,0 *cm*. Excepção a este comportamento é o eixo longitudinal onde, devido às muito menores deformações do suporte, os assentamentos se esvanecem muito mais rapidamente.

Uma constatação interessante da figura prende-se com a diminuição dos assentamentos próximos do suporte nos alinhamentos transversais, fenómeno que não acontece ao longo do eixo longitudinal. Esta diferença surge devido à rigidez vertical conferida pelos poços de pequeno diâmetro, que garante que a parede nas zonas mais próximas a estes praticamente não assenta.

O facto de o perfil de assentamentos assumir extensões muito relevantes, superiores a 30,0 *m* em qualquer dos alinhamentos é consequência directa do modelo simplificado utilizado, em que não se consideram diferentes valores de rigidez para distintos níveis de deformação.

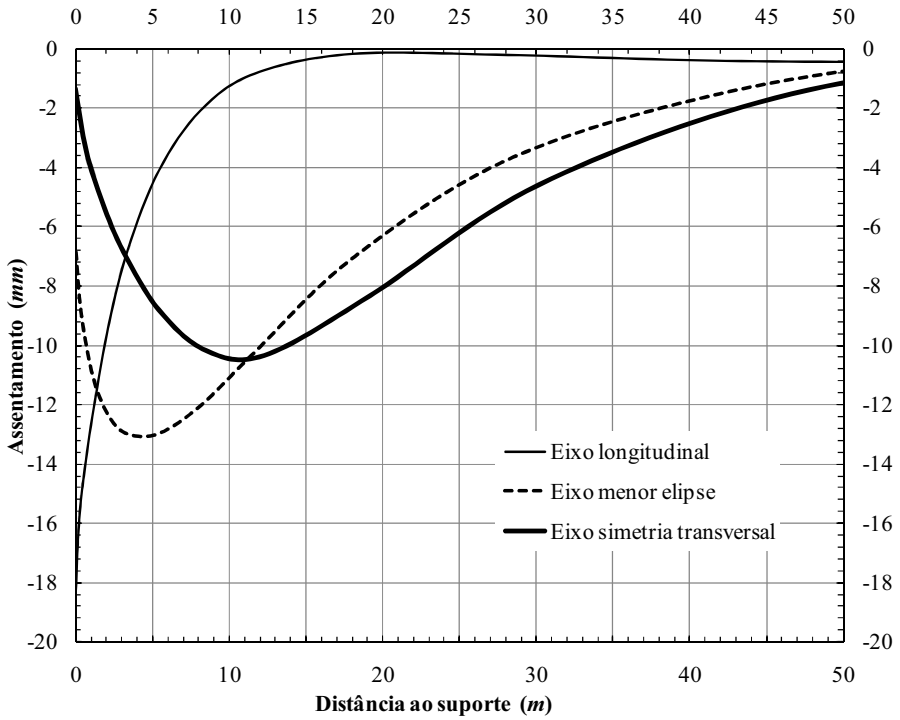


Figura 6. 18 – Perfil de assentamentos à superfície nos alinhamentos notáveis da estação – Cálculo Base

Um aspecto muito importante relaciona-se com o nível de deformação geral do maciço, em especial entre a zona mais plana do suporte e os pilares formados pelos poços de pequeno diâmetro, por ser a zona mais condicionante no comportamento geral da estrutura. Na Figura 6. 19 apresentam-se as extensões horizontais no maciço para o Cálculo Base da estação Salgueiros, ao longo de um alinhamento transversal à estação coincidente com o eixo menor da elipse.

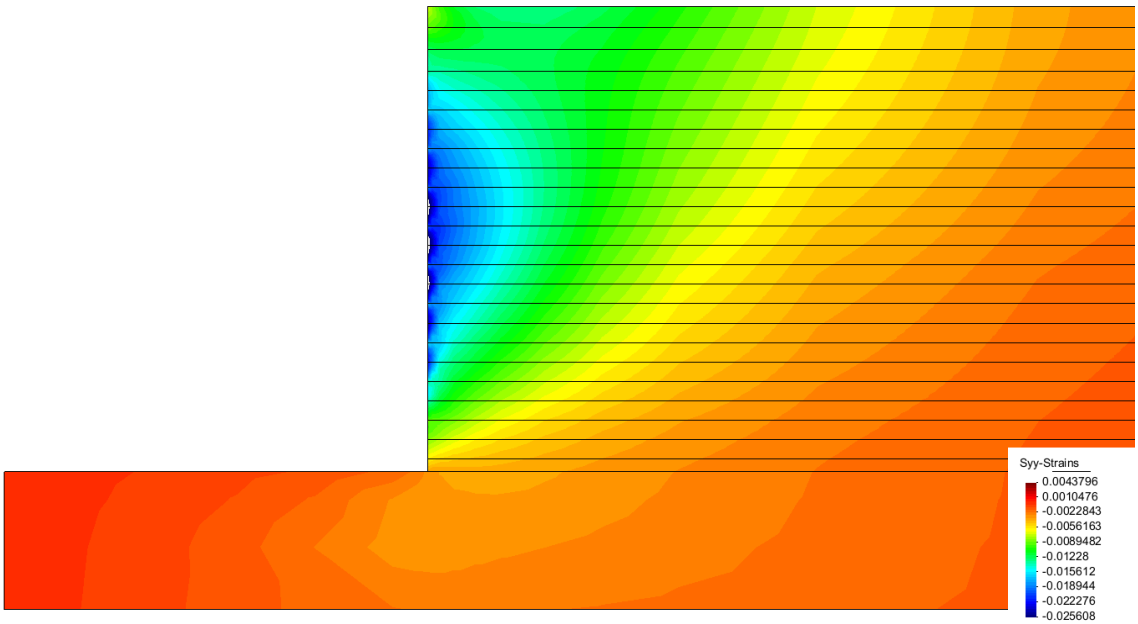


Figura 6. 19 – Extensões horizontais do maciço ao longo de um alinhamento coincidente com o eixo menor da elipse

Da Figura 6. 19 parece claro que a dimensão das zonas com extensões consideráveis, mesmo superiores a 1% é significativa, dando a entender que a consideração de uma degradação de rigidez correspondente a 0,5% pode pecar por defeito, em especial nas zonas próximas da meia altura da escavação, zonas onde a deformação do maciço é maior.

Um aspecto interessante relaciona-se com a propagação de assentamentos com magnitude considerável desde a base da escavação até à superfície, sugerindo a possibilidade de haver uma superfície de plastificação com potencial cinemático. Nesta perspectiva é muito importante o suporte adequado nos níveis inferiores.

6.7.4 Deformação do suporte

Como se instalaram alvos após a projecção de betão, é possível ter uma noção do deslocamento real, pese embora os alvos não sejam instrumentos de medição muito precisos e possa, em algumas situações, ter decorrido algum tempo entre a aplicação de betão projectado e o início das medições. Os alvos foram instalados a profundidades correspondentes aos anéis 4, 6 e 9. Foram ainda instalados alvos na viga de coroamento se bem que com algum atraso, como se referiu no Capítulo 5. Apresenta-se na Figura 6. 20 a evolução com o tempo dos movimentos obtidos no cálculo numérico, em sobreposição com os movimentos monitorizados.

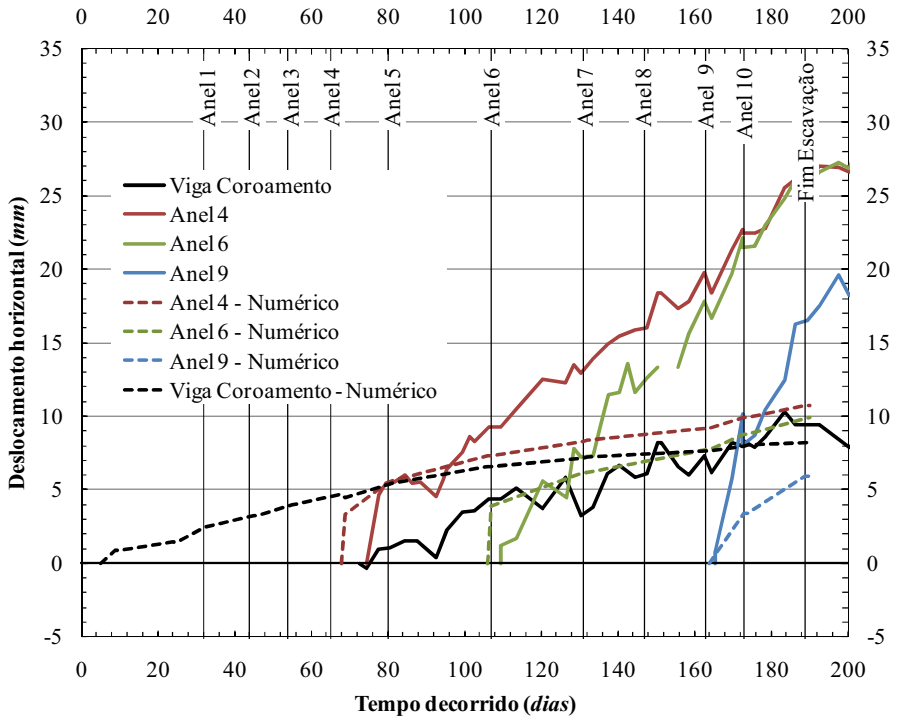


Figura 6. 20 – Deslocamentos no suporte para o quadrante Norte/Poente – comparação entre as medições nos alvos e a previsão numérica

A Figura 6. 20 mostra que, de um modo geral, a previsão dos deslocamentos do suporte é inferior à medição. Essa diferença parece ser mais significativa para profundidades mais elevadas, sugerindo que o desajuste nos parâmetros de deformabilidade do solo é maior em profundidade. A diferença entre os deslocamentos do suporte previstos e medidos é de,

aproximadamente, 60%, 65% e 70%, respectivamente, para os anéis 4, 6 e 9. A menor capacidade de ajuste dos deslocamentos do suporte vai-se agravando em profundidade, dando a entender que as características de rigidez do maciço se encontram mais desajustadas em profundidade, o que aliás já se expressou a partir dos resultados da deformada do Inclinómetro 4.

Um aspecto que, de alguma forma, também pode contribuir para a sobrestimação das características de rigidez prende-se com o facto de os níveis de deformação irem aumentando em profundidade e, considerando o uso de um modelo elástico linear, dever ser maior o coeficiente de degradação, quando ele foi considerado constante em profundidade.

Tendo a escavação sido realizada numa condição não saturada e não se tendo considerado esse efeito no cálculo a discrepância referida no parágrafo anterior ainda se agrava na medida em que, para os níveis superficiais, há um ganho de rigidez devido às sucções elevadas e uma menor perda devido às menores deformações. À medida que se evolui em profundidade o efeito é contrário.

Um aspecto que também pode assumir alguma importância tem a ver com a rigidez considerada para o betão projectado, idêntica à do betão moldado, 30 *GPa*. A qualidade do betão projectado, por um lado, e o facto de ser carregado em idades muito jovens, por outro lado, são factores que apontam para uma maior deformabilidade, pelo que se admite que este parâmetro possa ser inferior ao atrás referido, no caso do betão projectado. Recorde-se, sem embargo, que as análises paramétricas efectuadas no Capítulo 2 relativamente a este aspecto conduziram a, no caso de redução para metade do módulo de deformabilidade do betão, aumento nos deslocamentos totais pouco superiores a 10% e crescimento dos deslocamentos do suporte da ordem de 30%.

6.7.5 Análise do comportamento da viga transversal

A viga transversal, sendo um elemento chave na estabilidade da estrutura, revela-se fundamental para o comportamento geral da obra. A primeira análise realizada passou pela observação do deslocamento vertical a meio vão, ponto onde durante a execução se instalou uma marca de nivelamento que permitiu o controlo real da sua deformação. Apresenta-se então na Figura 6. 21 os deslocamentos a meio vão da viga transversal obtidos no Cálculo Base da estação Salgueiros. Da mesma figura constam os deslocamentos reais observados.

São evidentes diferenças ainda muito significativas entre o comportamento real e o calculado, sendo que, contudo, há aspectos muito concordantes e justificações para algumas das diferenças.

Um primeiro aspecto a realçar relaciona-se com o desfasamento temporal do assentamento a meio vão da viga, associado ao seu peso próprio, entre os cálculos e os valores reais, com estes últimos a ocorrem apenas aquando da escavação do terceiro anel. Tal diferença resulta do facto de, localmente, isto é, apenas debaixo da viga, se ter retardado a escavação, o que aliás é bem visível na Figura 5.14.

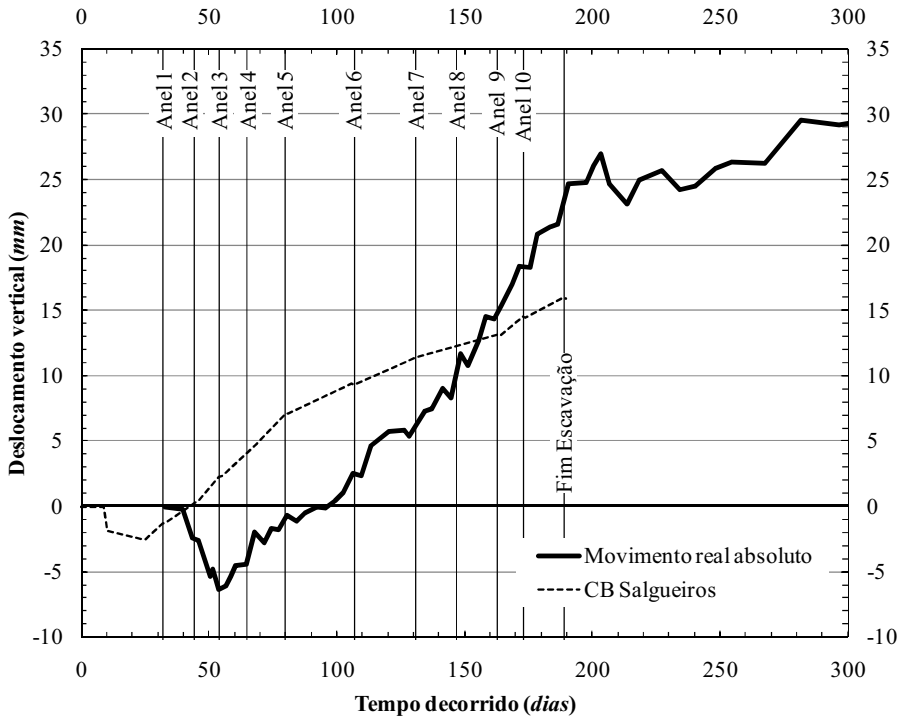


Figura 6. 21 – Deformação a meio vão da viga transversal para o Cálculo Base da estação Salgueiros

Refira-se também que os movimentos medidos são de alguma forma amplificados por fenómenos como a fluência e a retracção do betão, pelo que haverá um pequeno desfasamento atribuível a esses fenómenos.

Um pormenor relevante prende-se com a inflexão do ritmo de crescimento do levantamento, observada no cálculo numérico após a escavação do quinto anel. Esta inflexão, no sentido inverso da observada em obra após a escavação do sétimo anel, está associada a um desajuste cada vez mais pronunciado na capacidade de previsão dos levantamentos. Recorde-se que as propriedades atribuídas ao maciço e, particularmente a sua rigidez, basearam-se no perfil apresentado na Figura 6. 12, onde se constata que a partir dos 12,0 m, o que corresponde sensivelmente à profundidade do sexto anel, há um considerável crescimento da rigidez. Aparentemente, essa profundidade de transição não tem paralelismo com a evolução das propriedades do maciço no lado Norte/Poente. Aliás, observando com atenção as sondagens existentes neste lado (SS1, SES 11 e SES 10), verifica-se que a profundidade de solo residual mais alterado é claramente superior do que nas outras zonas. Em face desta observação, parece pois necessário considerar uma maior profundidade de solo alterado de forma a se conseguir uma melhor previsão do comportamento da viga.

6.8 Discussão dos aspectos mais relevantes na modelação do comportamento da obra (análise paramétrica)

6.8.1 Rigidez no topo longitudinal da estação

Um dos aspectos observados na caracterização laboratorial foi que a trajectória de tensões com aumento da tensão lateral, mantendo-se constante a tensão vertical, é mais rígida do que a trajectória de tensões por alívio da tensão lateral. Essa diferença relativa pode atingir valores de 2, isto é, a rigidez na trajectória passiva (aumento da tensão lateral) é dupla da trajectória activa (alívio da tensão lateral).

A importância desta diferença de rigidez é maximizada pelo facto de os poços elípticos possuírem deformações significativamente mais baixas ao longo do eixo longitudinal, pelo que será também menor a degradação de rigidez nessa direcção.

Em face das considerações apresentadas nos parágrafos anteriores, efectuou-se um cálculo considerando a rigidez do terreno, na zona próxima do eixo longitudinal da estação (ver esquema Figura 6. 22), dupla da rigidez do terreno adjacente, à mesma profundidade. Todas as restantes propriedades se mantiveram iguais às do Cálculo Base da estação Salgueiros.

Na Figura 6. 22 apresenta-se a comparação de movimento do maciço adjacente ao suporte para os três alinhamentos principais da estação, definidos aquando da apresentação do Cálculo Base.

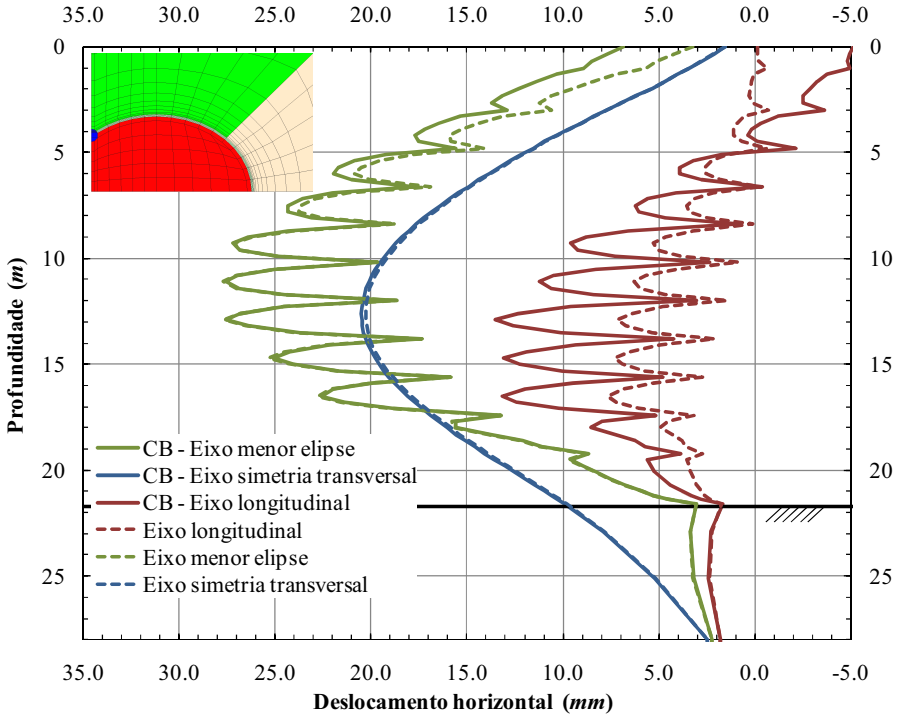


Figura 6. 22 – Deformações do maciço adjacente ao suporte para várias localizações em planta e variando a rigidez do maciço no topo longitudinal da estação

Verifica-se que o efeito da variação da rigidez do maciço no topo longitudinal da estação tem um efeito bastante localizado. Efectivamente, quando se comparam os deslocamentos ao longo

do eixo longitudinal da estação constata-se que, ao se duplicar a rigidez do maciço em certas zonas, os deslocamentos decrescem significativamente e, no que diz respeito ao seu valor máximo, passa de 13,5 *mm* para 7,7 *mm*, o que representa uma redução de quase 50%.

Já relativamente aos deslocamentos nos pontos mais distantes do eixo longitudinal da estação, a influência é muito reduzida, sendo que na deformação dos pilares constituídos pelos poços de pequeno diâmetro praticamente não se notam diferenças. No alinhamento correspondente ao eixo menor da elipse notam-se algumas diferenças, sobretudo nos primeiros 6,0 *m*.

Retomando o Cálculo Base e a Figura 6. 17, onde se comparam os deslocamentos do Inclinómetro 4 com os obtidos numericamente, constata-se que, pese embora o modelo numérico apresente um comportamento mais rígido, à superfície os movimentos já são muito próximos nas duas situações. A procura de uma simulação que aumente os deslocamentos globais do maciço tem também consequências à superfície, desajustando-os. O aumento localizado da rigidez agora considerado corrige parcialmente este efeito, pelo que se crê relevante, num cálculo final, a definição de valores diferentes de rigidez para zonas distintas em planta.

No que refere ao comportamento da viga transversal, elemento chave na análise do comportamento da estação, encontrando-se muito distante dos topos, as diferenças entre os resultados dos dois cálculos são muito pequenas, tal como acontece para os poços de pequeno diâmetro, no mesmo alinhamento transversal.

6.8.2 Coeficiente de impulso em repouso do terreno

No Capítulo 2 desta dissertação provou-se que o coeficiente de impulso em repouso é uma das variáveis com maior influência, quer ao nível dos esforços, quer ao nível dos deslocamentos, nos poços elípticos construídos pelo Método de Escavação Sequencial. No Capítulo 4, relativo aos ensaios de campo, discutiu-se quais os valores representativos deste parâmetro para os solos residuais do granito do Porto e, muito particularmente, para o solo residual da estação Salgueiros.

A comparação dos movimentos obtidos no Cálculo Base da estação Salgueiros com as medições reais provou que estas são superiores. Uma das causas para essa diferença pode ser a existência de valores do coeficiente de impulso em repouso superiores a 0,6, cenário que encontra suporte nos resultados dos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador discutidos no Capítulo 4.

De forma a avaliar a repercussão sobre o comportamento da estação Salgueiros do coeficiente de impulso em repouso, fez-se variar os seus valores entre 0,6 e 0,9, sendo que valores entre 0,6 e 0,8 são facilmente enquadráveis pelos resultados obtidos nos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador. Na Figura 6. 23 apresenta-se a comparação dos deslocamentos no maciço num ponto encostado ao suporte, para um alinhamento coincidente com o eixo menor da elipse, por ser o que apresenta maiores deformações.

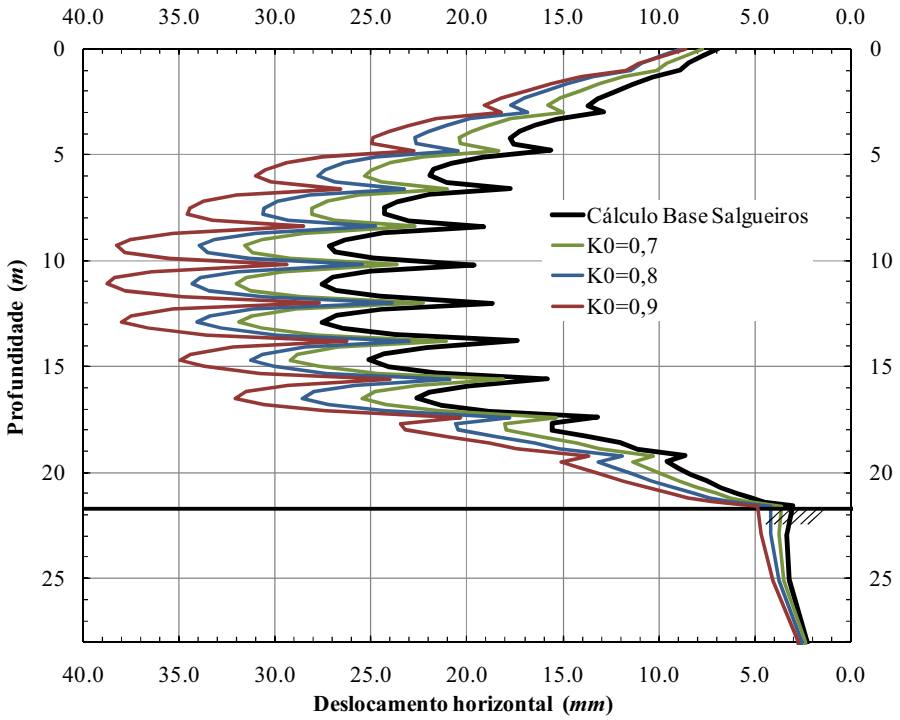


Figura 6. 23 – Deformações no maciço imediatamente atrás do suporte no alinhamento do eixo menor da elipse variando o coeficiente de impulso em repouso

Tal como já se havia demonstrado no Capítulo 2, o coeficiente de impulso em repouso tem consequências muito significativas no comportamento geral do maciço e, concomitantemente, de toda a estrutura. A Figura 6. 23 mostra que, crescendo o valor de K_0 de 0,6 para 0,8, valores que se podem considerar dentro de limites razoáveis para o solo residual da estação Salgueiros, os deslocamentos máximos imediatamente atrás do suporte crescem de 27,6 *mm* para 34,3 *mm,* o que significa um aumento de cerca de 25%. Note-se, no entanto, que esse aumento se propaga até à superfície, pelo que o crescimento só do coeficiente de impulso em repouso não seria suficiente para ajustar completamente as deformações no maciço, isto tomando como referência os resultados registados no Inclinómetro 4.

Fez-se ainda um conjunto de cálculos fazendo crescer os valores de K_0 em profundidade mas as diferenças no andamento dos deslocamentos não são muito significativas, pelo que, visando a simplicidade, se optou por manter constante os valores do coeficiente de impulso em repouso em profundidade.

De forma a perceber a importância do valor do coeficiente de impulso em repouso na própria estrutura apresenta-se na Figura 6. 24 a evolução do levantamento a meio vão da viga em função do coeficiente de impulso em repouso considerado.

Como era esperado, o aumento do coeficiente de impulso em repouso produz um crescimento significativo das tensões horizontais a equilibrar, reflectindo-se num agravamento quer dos esforços quer das deformações dos elementos estruturais. Esse aumento é particularmente sentido na viga transversal já que esta equilibra a parcela mais significativa das forças de desvio resultantes da intersecção das duas elipses.

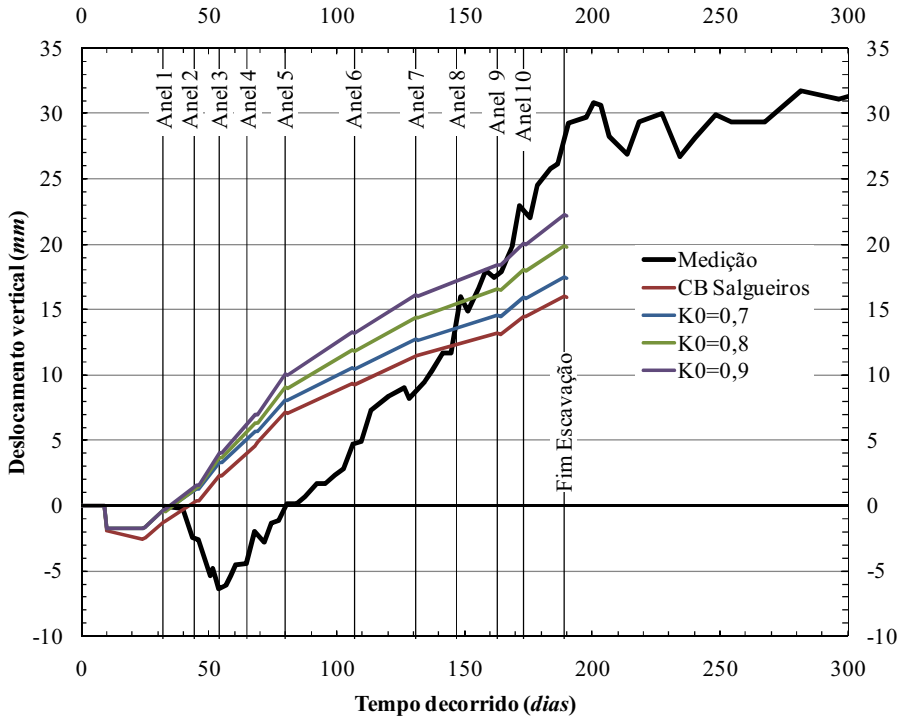


Figura 6. 24 - Levantamento a meio vão da viga transversal em função do coeficiente de impulso em repouso do terreno

No que respeita aos deslocamentos essa influência é notória, crescendo o levantamento total a meio vão cerca de 30%, ao modificar o coeficiente de impulso em repouso de 0,6 para 0,9. Este intervalo para K_0 é, no entanto, excessivamente amplo para os solos residuais do granito do Porto. Em qualquer dos casos, mesmo que se considere como valor máximo para o coeficiente de impulso em repouso do terreno o valor de 0,8, o levantamento da viga é agravado em quase 20%.

No tocante aos esforços instalados, o agravamento é ainda mais significativo. Considerando, por exemplo, os esforços axiais, constata-se que crescem de cerca de 12400 *kN,* no Cálculo Base, com K_0 igual a 0,6, para cerca de 22200 *kN,* no cálculo com um coeficiente de impulso em repouso de 0,9.

No Capítulo 5 fez-se a descrição de uma tentativa de medição dos esforços na viga transversal, tendo-se referido que os resultados apontavam para a existência de esforços consideravelmente superiores aos previstos em projecto. A prevalência de coeficientes de impulso em repouso mais elevados parece ser uma das chaves para a explicação dessa discrepância. Em qualquer dos casos, os ensaios com o SBP apontam para valores de K_0 entre 0,6 e 0,7, sendo estes valores já mais elevados que os preconizados em projecto.

6.8.3 Efeito da sucção na resistência e na rigidez

Quando de definiram as propriedades para o Cálculo Base da estação Salgueiros, em face das dificuldades em quantificar com rigor a contribuição da condição não saturada quer ao nível da

rigidez quer ao nível dos esforços, optou-se pela consideração das propriedades obtidas nos ensaios de laboratório na condição saturada, no que refere à resistência, e tomou-se como referência para valores de rigidez os resultados dos ensaios *Cross-Hole,* devidamente degrada, ensaios realizados após a reposição do nível freático na sua posição original. Ao longo da análise realizada para o Cálculo Base parece notória a influência da condição não saturada, embora a magnitude possa ser inferior à inferida a partir dos resultados dos ensaios de laboratório.

Tomando como referência o Cálculo Base, efectuaram-se dois cálculos adicionais. Num deles considerou-se que a condição não saturada produzia apenas reflexos ao nível da resistência. No outro cálculo considerou-se uma melhoria quer ao nível da resistência quer ao nível da rigidez. Para os parâmetros resistentes assumiu-se que essa melhoria apenas ocorria abaixo dos 6,0 m de profundidade, já que apenas se efectuou o rebaixamento do nível freático após a escavação ter atingido essa cota. Para os parâmetros de deformabilidade considerou-se a hipótese de um acréscimo no módulo de deformabilidade de 0,78% por cada *kPa* de sucção instalada, valor resultante do conjunto de ensaios de laboratório descritos no Capítulo 3.

Apresenta-se então na Figura 6. 25 o deslocamento do maciço em direcção à escavação, na posição em planta coincidente com o Inclinómetro 4, para o Cálculo Base e para os cálculos em que se considera a influência da condição não saturada apenas na resistência e neste parâmetro em simultâneo com a rigidez.

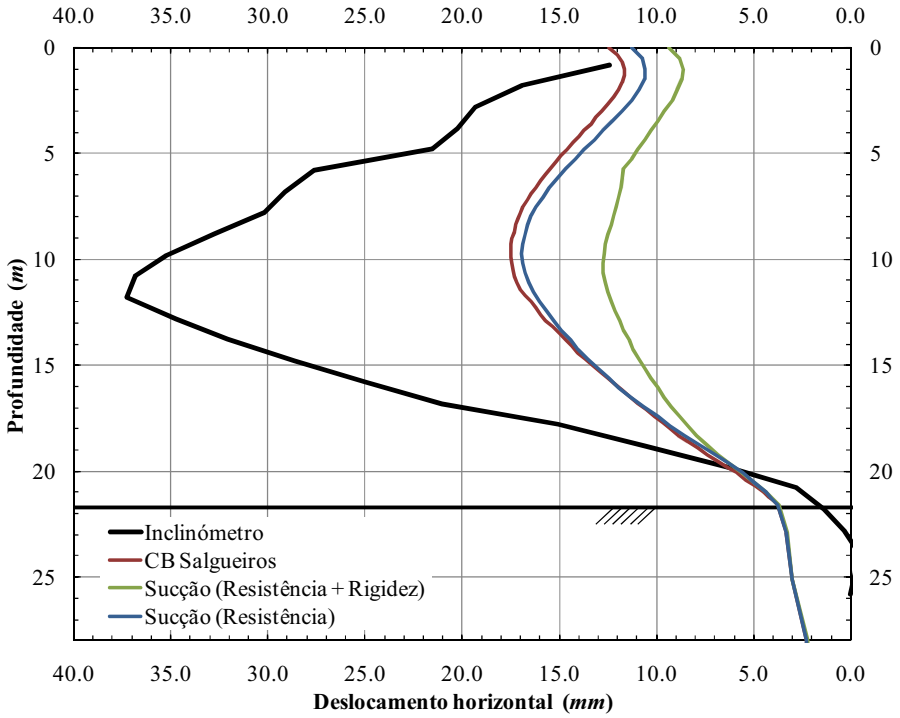


Figura 6. 25 – Deformações no maciço para a posição do Inclinómetro 4 considerando a influência da sucção sobre os parâmetros de rigidez e de deformabilidade

A observação do perfil de movimentos horizontais medido pelo Inclinómetro 4, o correspondente ao lado Norte/Poente, com maiores deformações, mostra uma grande amplitude de movimentos a uma profundidade próxima da meia altura da escavação. Esse grande deslocamento a meio da escavação, sensivelmente, faz com que haja uma variação significativa

dos deslocamentos em profundidade, crescentes até metade da profundidade da escavação e decrescentes a partir deste ponto.

Os resultados obtidos no Cálculo Base apresentam diversas diferenças relativamente aos da monitorização mas é, porventura, a incapacidade de captar os gradientes elevados de deformação em profundidade o mais marcante. A sucção é apenas uma das variáveis do problema, já que aspectos como o nível de deformação assumido e a própria evolução natural dos materiais em profundidade e em planta assumem elevada importância nesta disparidade.

Em qualquer dos casos, a consideração da influência da sucção sobre a rigidez produz um perfil de movimentos mais uniforme em profundidade amplificando ainda mais a dificuldade referida no parágrafo anterior. Não obstante, na zona mais superficial, com sucções mais elevadas, o ajuste é relativamente correcto e, na zona intermédia, onde a sucção decresce, o ajuste é mais pobre. Já na base o ajuste é bom em consequência da existência de um estrato de melhores características resistentes. Parece que um melhor ajuste seria conseguido à custa de um nível de deformação médio superior mas considerando alguma influência da sucção, o que permitiria rigidificar, relativamente, a parte superficial e garantir uma boa aproximação aos valores medidos.

Note-se que a ligeira inflexão nesta curva registada por volta dos 6,0 m de profundidade está associada ao facto de apenas se ter considerado a melhoria de parâmetros a partir desta posição.

Já no que se refere aos parâmetros resistentes, a consideração da melhoria de parâmetros com o nível de sucção instalado, apesar de diminuir ligeiramente os deslocamentos calculados, aumenta o gradiente de deslocamentos, permitindo uma melhor aproximação da evolução dos movimentos reais. Parece pois razoável e obrigatório a consideração da influência da condição não saturada ao nível dos parâmetros de resistência, tanto mais que os ensaios *Cross-Hole* apenas foram usados como referência para a estimativa da evolução da rigidez em profundidade.

6.8.4 Rigidez do suporte

Um dos aspectos discutidos no Capítulo 2 e já invocado neste, prende-se com o módulo de deformabilidade adoptado para o betão, assumindo que o seu comportamento é regido por uma lei elástica linear. De forma a avaliar a importância desse factor na estação Salgueiros, realizaram-se dois cálculos adicionais fazendo variar as propriedades relativas à rigidez do betão. Num dos cálculos assumiu-se que o betão possui um módulo de deformabilidade de 20 *GPa*, seja o betão moldado seja o betão projectado, e, no outro, considerou-se apenas uma variação da rigidez do betão projectado, tendo-se considerado que o módulo de deformabilidade deste é de 15 *GPa.*

Para o Cálculo Base Salgueiros e para os dois cálculos descritos no parágrafo anterior avaliou-se a influência em alguns pontos-chave da estrutura. O primeiro ponto analisado foi o levantamento da viga transversal, a meio vão, comportamento que se ilustra na Figura 6. 26.

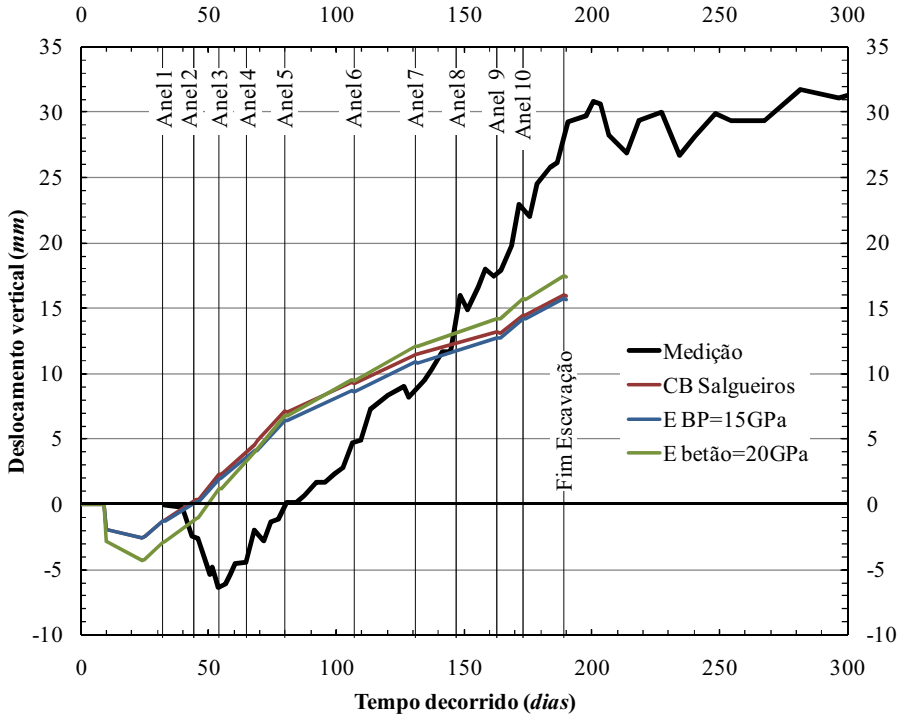


Figura 6. 26 – Levantamento do ponto a meio vão da viga transversal considerando distintos valores para a rigidez do betão

Note-se que a variação do módulo de deformabilidade tem pequena influência ao nível do comportamento da viga transversal. No que refere às propriedades do betão projectado, mesmo considerando a sua redução para metade, não se notam, praticamente, diferenças na deformada a meio vão da viga transversal. Já quando se reduz o módulo de deformabilidade do betão, moldado e projectado, de 30 *GPa* para 20 *GPa,* há um acréscimo do levantamento e, sobretudo, uma maior capacidade de ajuste para o movimento associado à aplicação do peso próprio da viga. O valor calculado do assentamento devido ao peso próprio da viga para esta simulação é de 4,3 *mm*, que compara com cerca de 6 *mm* medidos. No Cálculo Base esse movimento era apenas de 2,5 *mm*, ou seja praticamente metade do valor medido.

Já no que se refere ao levantamento da viga, e descontando o assentamento devido ao peso próprio, o valor medido foi de 39 *mm,* o obtido no Cálculo Base de 18 *mm e* o calculado na simulação com módulo de deformabilidade para o betão de 20 *GPa* de 22 *mm.*

Um aspecto importante a ser discutido relaciona-se com os esforços instalados nos elementos estruturais uma vez que são determinantes para o dimensionamento. Apresenta-se no Quadro 6. 5 os esforços a meio vão da viga transversal para o Cálculo Base Salgueiros e para o cálculo em que se considerou um módulo de deformabilidade do betão de 20 *GPa.*

Quadro 6. 5 – Esforços a meio vão da viga transversal

Cálculo	N (*kN*)	M (*kN.m*)
Cálculo Base Salgueiros	12393	4326
Cálculo $E_{betão}$=20 *GPa*	11654	2682

Constata-se que a alteração da rigidez do betão tem reflexos muito significativos ao nível dos esforços instalados nos elementos estruturais, confirmando a ideia, já avançado no Capítulo 2, de que a minoração do módulo de *Young* do betão, embora possa permitir um melhor ajuste dos deslocamentos, pode conduzir a um dimensionamento estrutural não seguro.

Face aos exemplos apresentados, e caso se usem modelos simplificados para o betão, o caminho a seguir pode passar pela realização de dois cálculos com valores extremos para as propriedades de rigidez do betão. Um, com valores de E próximos do sugerido regulamentarmente, que serve para o dimensionamento estrutural, e outro, com valores de E minorados, que permite uma melhor aproximação do comportamento da obra no que refere aos deslocamentos. Neste cenário valores de E entre 1/2 e 2/3 do sugerido regulamentarmente parecem adequados.

Relacionado com as deformações no maciço, apresenta-se na Figura 6. 27 o deslocamento no maciço adjacente ao suporte, no alinhamento coincidente com o eixo menor da elipse, para os três cálculos que permitiram aferir da importância da rigidez assumida para o betão.

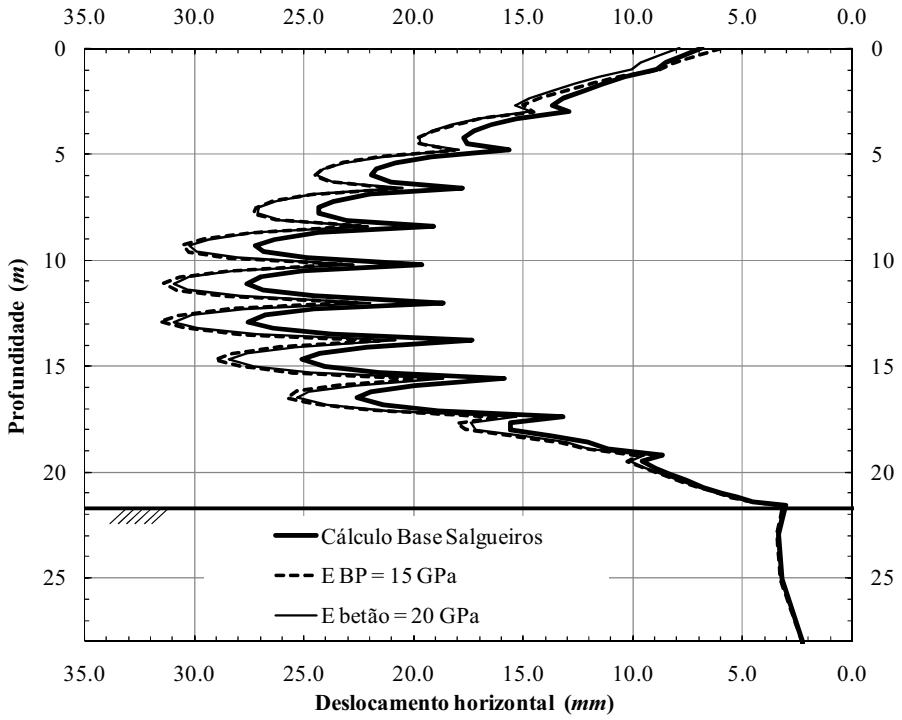


Figura 6. 27 – Deslocamentos do maciço adjacente ao suporte no alinhamento coincidente com o eixo menor da elipse função da rigidez do betão

A Figura 6. 27 confirma, ao nível das deformações totais, a reduzida influência da rigidez do suporte. Quando se decresce o módulo de *Young* do betão de 30 *GPa* para 20 *GPa* os deslocamentos máximos no alinhamento em análise crescem de cerca de 27,6 *mm* para 31,0 *mm*. Diminuindo-se apenas o módulo de deformabilidade do betão projectado para 15 *GPa*, os deslocamentos máximos no alinhamento em análise crescem para 31,6 *mm*. São variações de cerca de 10%, embora significativamente superiores considerando apenas a deformação do suporte. Em qualquer dos casos, estes módulos mais baixos parecem aproximar melhor as deformações do maciço, embora subsista o problema relativo aos esforços instalados nos elementos estruturais.

A capacidade de aproximar melhor as deformações está, sobretudo, relacionada com a impossibilidade de se simular com um modelo de comportamento elástico linear efeitos como a fluência, retracção e maturação do betão. Deste modo, dá-se novamente ênfase à possibilidade de se analisarem esforços e deformações, com variações em sentidos opostos quando se varia a rigidez do suporte, com recurso a duas modelações alternativas, uma considerando um módulo de *Young* para o betão com valores regulamentares e, a outra, reduzindo a este valor de cerca de 1/3 a ½ dos valores regulamentares. A primeira permite prever de forma segura os esforços e a segunda permite uma melhor aproximação à deformada global da estrutura.

6.9 Cálculo final Lado Norte/Poente

6.9.1 Justificação das propriedades a assumir para o maciço

Em face dos resultados apresentados e discutidos na secção 6.7, da discussão relativa à influência de alguns parâmetros desenvolvida na secção seguinte e tendo presente o comportamento real da estação Salgueiros, procura-se chegar a um Cálculo Final, em que o modelo reproduza um resultado o mais próximo possível da realidade. Nesta secção apresenta-se esse cálculo, começando-se por justificar agora a escolha de parâmetros para o modelo.

No tocante aos parâmetros resistentes, e tendo presente que os ensaios de laboratório foram realizados sobre solos residuais, considerou-se que as características do material ensaiado são válidas até aos 18,0 *m,* assumindo apenas a partir desta profundidade uma melhoria das características resistentes do maciço. Considerou-se, adicionalmente, a condição não saturada do solo, com a melhoria dos parâmetros resistentes comandada por um ângulo de atrito com respeito à sucção de $14{,}1^0$, valor resultante dos ensaios de laboratório descritos no Capítulo 3.

Um dos aspectos sistematicamente comentado nas análises de resultados anteriores prende-se com a possível maior profundidade do maciço significativamente alterado, pelo menos em comparação com o assumido no Cálculo Base. Essa observação resulta, por exemplo, do facto de a profundidade a que ocorreram os deslocamentos máximos na obra ser superior à obtida no Cálculo Base. Resulta também da constatação de que a taxa de crescimento das deformações no suporte é maior do que o conseguido da modelação numérica, com especial ênfase para os anéis mais profundos. Em face deste cenário prolongou-se o horizonte de solo residual mais alterado até cerca dos 18,0 *m* de profundidade, assumindo-se que o crescimento de rigidez em profundidade ilustrado pela Figura 6. 12 para os primeiros metros se prolonga até aquela profundidade.

Por outro lado, as análises preliminares respeitantes aos níveis de deformação no maciço (ver Figura 6. 19) provam que as extensões no maciço, em particular na zona mais plana do suporte, que coincide com o alinhamento do eixo menor da elipse, assumem valores muito significativos sendo que, próximo dos 12,0 *m* de profundidade, onde ocorrem as deformações máximas, essas extensões são claramente superiores a 1%. Este cenário é aliás confirmado pelas medições dos deslocamentos do maciço ilustradas pelo Inclinómetro 4. Considerou-se então um cenário em que a extensões horizontais no maciço variam linearmente entre 0,5% e 1,5%, assumindo os

valores mínimos à superfície e próximo do fundo da escavação e os valores máximos aos 12,0 m de profundidade. A estes valores de extensões horizontais correspondem degradações da rigidez de, respectivamente, 7,9% e 4,5%, que se considerou variarem linearmente em função da extensão horizontal assumida. Este novo cenário conduziu à definição das novas propriedades de rigidez a assumir para o maciço.

Note-se que a variação descrita no parágrafo anterior procura também ter em consideração, embora que de forma indirecta, a influência da condição não saturada ao nível da rigidez. Efectivamente, considerando a dificuldade em quantificar a contribuição da sucção para a rigidez do maciço, com o processo apresentado degrada-se menos a rigidez à superfície, o que equivale a considerar um maior efeito favorável da sucção, e aumenta-se essa degradação em profundidade, o que de alguma forma equivale a atenuar o efeito da sucção sobre o aumento da rigidez. Pela análise da Figura 6. 19 é visível que, mesmo à superfície, a deformação média é significativamente superior a 0,5%. Trata-se efectivamente de uma aproximação matemática, a sentimento, mas que de alguma forma leva em consideração a influência simultânea da sucção e deformação sobre os fenómenos em estudo.

Mencione-se ainda que se admite a rigidez do maciço próximo do eixo longitudinal da estação dupla da rigidez do material às mesmas profundidades, na zona lateral à estação. Como já se mostrou, esta assunção tem uma influência relativamente localizada mas permite uma aproximação mais precisa no alinhamento que passa pelo eixo longitudinal da estação.

No que refere ao coeficiente de impulso em repouso, adopta-se o valor 0,7 por ser o que resulta mais representativo, de acordo com os resultados dos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador, e pelo facto de os resultados dos cálculos atrás efectuados apontarem para valores de K_0 superiores ao utilizado no Cálculo Base. Do ponto de vista da caracterização de campo, quando os materiais são menos alterados, isto é, correspondentes já a horizontes rochosos com grau de alteração tipo W4, os valores do coeficiente de impulso em repouso podem ainda ser superiores, aproximando-se do valor unitário. Sem embargo, como na zona da estação correspondente ao Quadrante Norte/Poente se assume uma profundidade de alteração mais elevada, cerca de 18,0 m, não se encontra suporte, nos ensaios de campo, para o cenário de coeficientes de impulso em repouso superiores a 0,7.

Um dos aspectos relevantes na modelação numérica prende-se com as propriedades a atribuir aos elementos do suporte em betão armado. Como já discutido, se o objectivo da análise se foca na previsão dos movimentos do maciço, faz sentido o uso de módulos de *Young* para o betão mais baixos, por forma a ter em conta os efeitos complexos associados a fenómenos como a fluência, a retracção e a maturação do betão. Se o objectivo é a determinação dos esforços deve ser usado um valor próximo do regulamentar.

Em face das justificações apresentadas no parágrafo anterior assumem-se dois cenários para as propriedades do suporte: um primeiro em que se considera um módulo de *Young* para o betão moldado de 20 GPa e para o betão projectado de 15 GPa. Um segundo em que se assume um valor de 33 GPa para o módulo de deformabilidade do betão. Foi referido, aquando da discussão dos módulos de deformabilidade do suporte, que valores do módulo de *Young* do betão entre 1/2 e 2/3 dos sugeridos regulamentarmente seriam adequados para a previsão do

comportamento deformacional das estruturas de suporte, daí a escolha do valor de 20 *GPa*. No que refere ao betão projectado assumem-se valores algo menores devido ao facto de a sua qualidade ser inferior e de ser carregado em idades muito jovens.

Uma nota final para dois aspectos referidos no Capítulo 2 e cuja influência sobre o comportamento da estrutura poderia ter alguma influência. Um primeiro prende-se com a rigidez dos próprios elementos isoparamétricos utilizados e o refinamento da malha tridimensional, tendo-se afirmado naquele capítulo que pode conduzir a uma subestimação das deformações no maciço. O valor desse erro depende da localização escolhida mas, junto ao suporte, assume valores máximos da ordem de 15%. O segundo relaciona-se com o facto de ser utilizado no modelo numérico uma lei de fluxo associada o que, em face dos valores representativos do ângulo de dilatância determinados em laboratório, pode sobrestimar as deformações, num erro que pode atingir o máximo de 15%. Embora seja uma aproximação simples, os dois erros tendem a compensar-se, levando a crer que os resultados numéricos obtidos estejam próximos dos reais, a menos, naturalmente, de outras discrepâncias entre o modelo e a realidade.

Na Figura 6. 28 apresenta-se o novo conjunto de propriedades atribuídas ao maciço. Refira-se ainda que nos topos a rigidez considerada é dupla da apresentada na mesma figura.

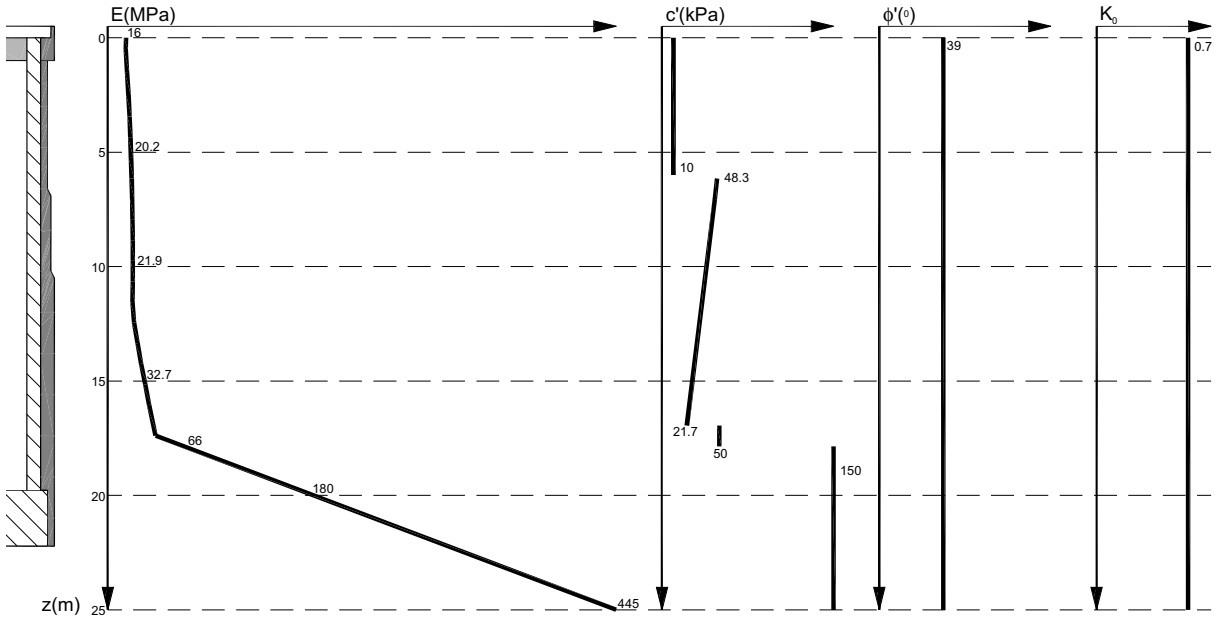


Figura 6. 28 – Parâmetros geotécnicos para o Cálculo Final do lado Norte/Poente

Já no Cálculo Base os parâmetros de rigidez eram significativamente inferiores aos do projecto. Os valores agora considerados aumentam ainda mais essa discrepância, estando a principal razão para tal relacionada com a elevada deformabilidade da estrutura, o que obriga à consideração de parâmetros elásticos equivalentes substancialmente menos rígidos.

6.9.2 Deformação geral do maciço

Tendo presente que a previsão das deformações do maciço e da estrutura é melhor conseguida usando um valor do módulo de *Young* do betão inferior ao sugerido regulamentarmente, os resultados que se seguem são fruto do cálculo em que se minorou aquele parâmetro.

Começa por se avaliar os deslocamentos horizontais do maciço na posição coincidente com o Inclinómetro 4 por ser a única onde se mediram essas grandezas no terreno no quadrante em consideração. Apresenta-se na Figura 6. 29 a comparação dos movimentos em direcção ao interior da escavação entre a medição real e os resultados do cálculo numérico, agora designado por Cálculo Final.

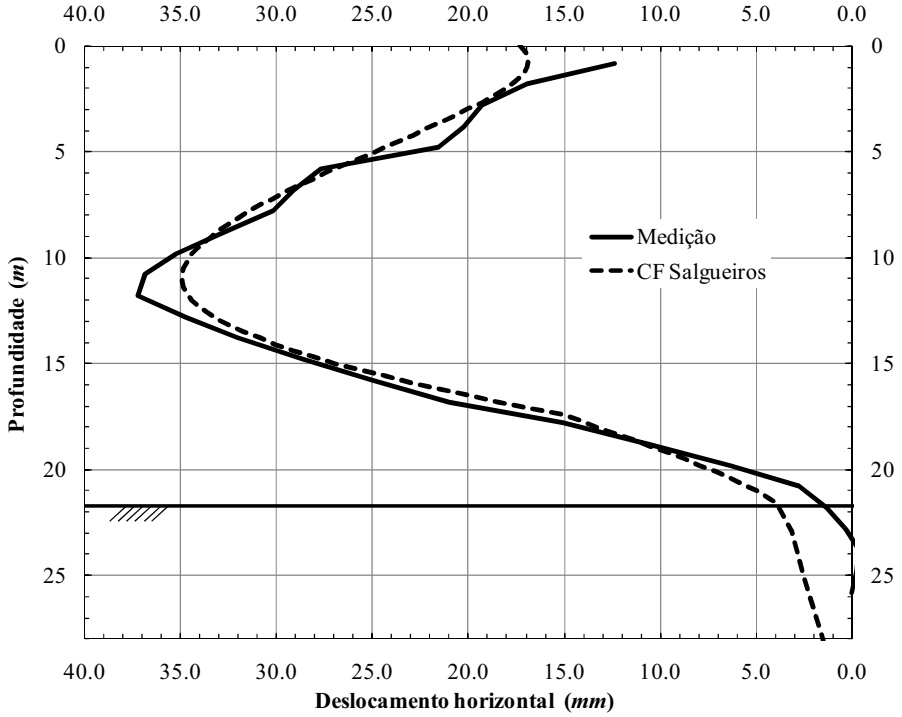


Figura 6. 29 – Comparação dos deslocamentos em direcção à escavação no Inclinómetro 4 – Medição real versus Cálculo Final estação Salgueiros

A Figura 6. 29 mostra uma boa aproximação entre os resultados numéricos e os medidos, em valor absoluto, a que acresce o facto de a forma das curvas ser bastante concordante, o que valida em boa medida o modelo numérico desenvolvido. Ao considerar uma profundidade de solo alterado superior, isto é, até aos 18,0 *m*, corrigiu-se o posicionamento dos deslocamentos máximos em profundidade. No registo do Inclinómetro 4 estes surgem aos 11,80 *m*, aparecendo no cálculo numérico por volta dos 11,50 *m*. Há ainda alguma diferença no valor do movimento máximo registado, sendo no entanto essa discrepância claramente inferior a 10%. Na medição real o deslocamento máximo vale 37,2 *mm* e no Cálculo Final 34,9 *mm*. No entanto, essa diferença é relativamente localizada, havendo uma concordância bastante maior ao longo do restante perfil. Pode-se dizer que o gradiente dos deslocamentos é muito bem aproximado pelo cálculo numérico, quer na parte mais superficial, onde os deslocamentos crescem em

profundidade, quer na segunda metade da escavação, com os deslocamentos a decrescer em profundidade.

O cálculo numérico revela ainda uma ligeira inversão de deslocamentos na zona mais superficial, isto é, no primeiro metro de terreno. Essa inversão não é, de todo, detectada pelo inclinómetro podendo a justificação para o facto estar relacionada com o intervalo de leituras deste equipamento, que é de 1 *m*, o que pode ser insuficiente para captar efeitos tão localizados.

Abaixo da base da escavação registam-se ainda alguns movimentos no cálculo numérico, apesar de pequenos, cerca de 3 *mm* no máximo. No inclinómetro esses movimentos não são detectados podendo a razão estar relacionada com a reduzida profundidade a que este foi selado, apenas 3 *m* abaixo da base da escavação. Em qualquer dos casos, no modelo numérico registam-se movimentos da ordem de 1 *mm* até profundidades de cerca de 15,0 *m* abaixo da escavação, pelo que as propriedades destes solos mais profundos podem de alguma forma ter sido subestimadas. O erro é todavia da ordem de 1 *mm,* muito inferior àquilo que é a precisão do inclinómetro.

Apresenta-se ainda na Figura 6. 30 a comparação dos deslocamentos horizontais em direcção à escavação, na posição do Inclinómetro 4, para vários patamares de escavação.

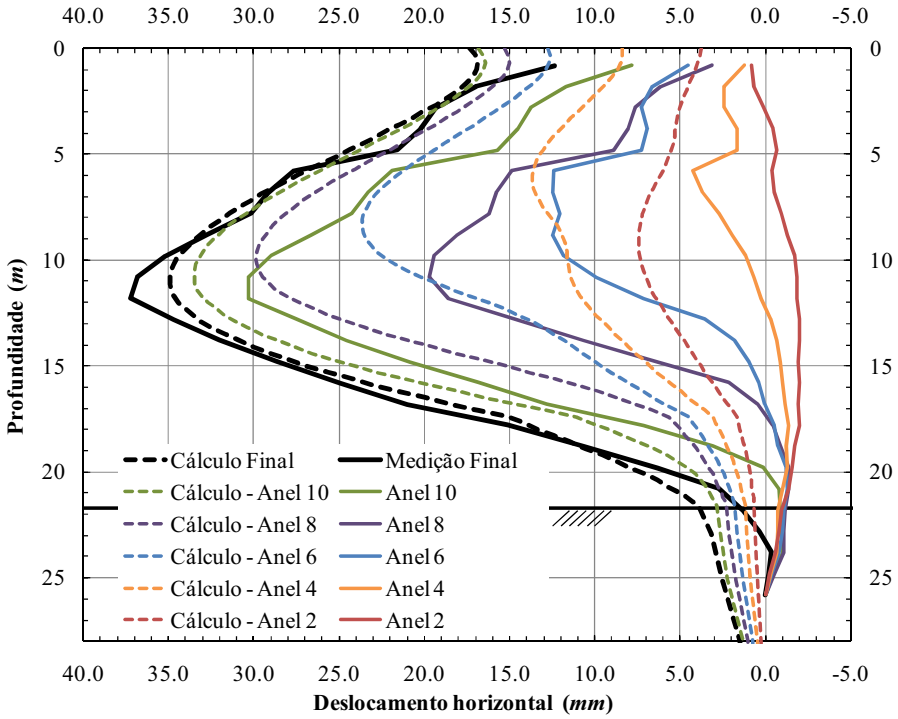


Figura 6. 30 – Deformações horizontais na posição do Inclinómetro 4 para vários patamares de escavação

A Figura 6. 30 mostra que, nas fases intermédias, a concordância entre os valores calculados e medidos não é tão perfeita como na fase final, notando-se quase sempre um certo atraso na resposta do inclinómetro. Tal comportamento pode estar relacionado com um certo diferimento no tempo da resposta do maciço, que não se nota na fase final uma vez que a leitura apresentada corresponde já à completa estabilização dos movimentos.

Um outro aspecto que também contribui para alguma discrepância é o registo, nos primeiros patamares de escavação, de movimentos para o lado contrário da escavação, isto para os

terrenos a maiores profundidades. Tal parece ser mais um problema de precisão de leitura no inclinómetro que, recorde-se, não é um instrumento muito preciso.

Em qualquer dos casos, a tendência geral do movimento parece ter sido bem detectada, sendo sem dúvida o registo final o que oferece maior confiança.

Na posição do Inclinómetro 4 registaram-se ainda alguns movimentos na direcção do eixo longitudinal da estação, pese embora de magnitude bastante inferior aos medidos na direcção transversal. Apresenta-se na Figura 6. 31 a comparação do registo de movimentos no Inclinómetro 4, para a fase final de escavação, segundo o eixo longitudinal da estação, e a sua comparação com os valores obtidos numericamente.

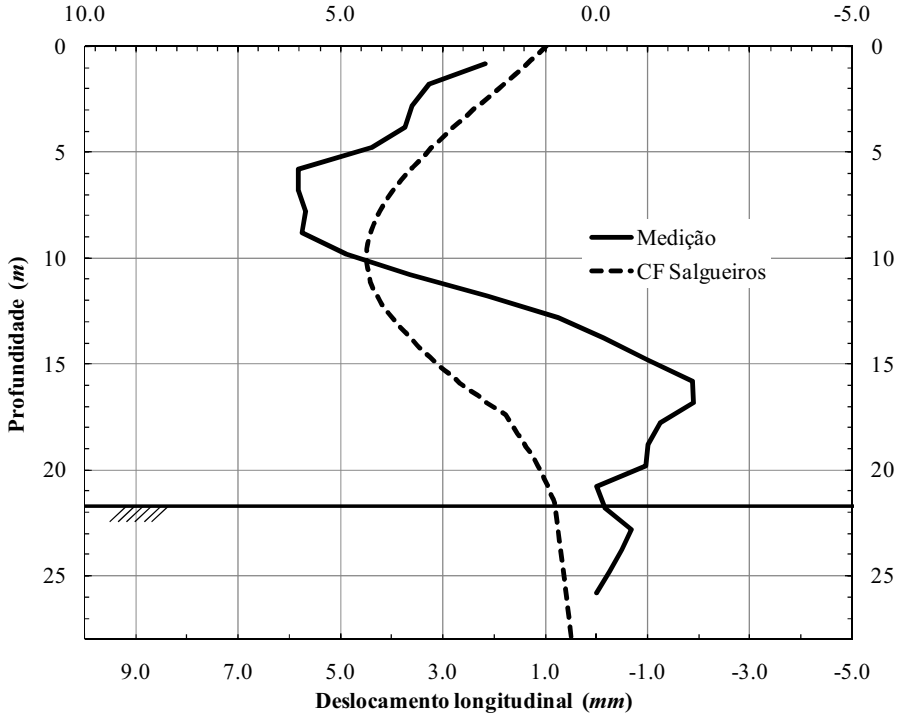


Figura 6. 31 – Comparação dos deslocamentos segundo o eixo longitudinal da estação entre o Inclinómetro 4 e o Cálculo Final

Apesar de haver alguma discrepância entre os valores absolutos dos deslocamentos exibidos pela Figura 6. 31, o andamento desta variável em profundidade parece ter sido bem captado pelo cálculo numérico. Note-se ainda que os movimentos registados são bastante pequenos, com valores máximos da ordem dos 5,0 *mm*, sendo portanto muito próximos da precisão do próprio equipamento. O movimento observado é de um deslocamento em relação ao centro da estação, que assume alguma importância apenas para a metade superior da escavação.

Procura-se agora analisar o comportamento de algumas secções importantes, isto tendo por base apenas os resultados do cálculo, já que não houve mais medições de deslocamentos no interior do próprio maciço.

A Figura 6. 32 apresenta os deslocamentos horizontais adjacentes ao suporte para os 3 alinhamentos notáveis da estação, ou seja, eixos de simetria transversal e longitudinal e alinhamento transversal coincidente com o eixo menor da elipse.

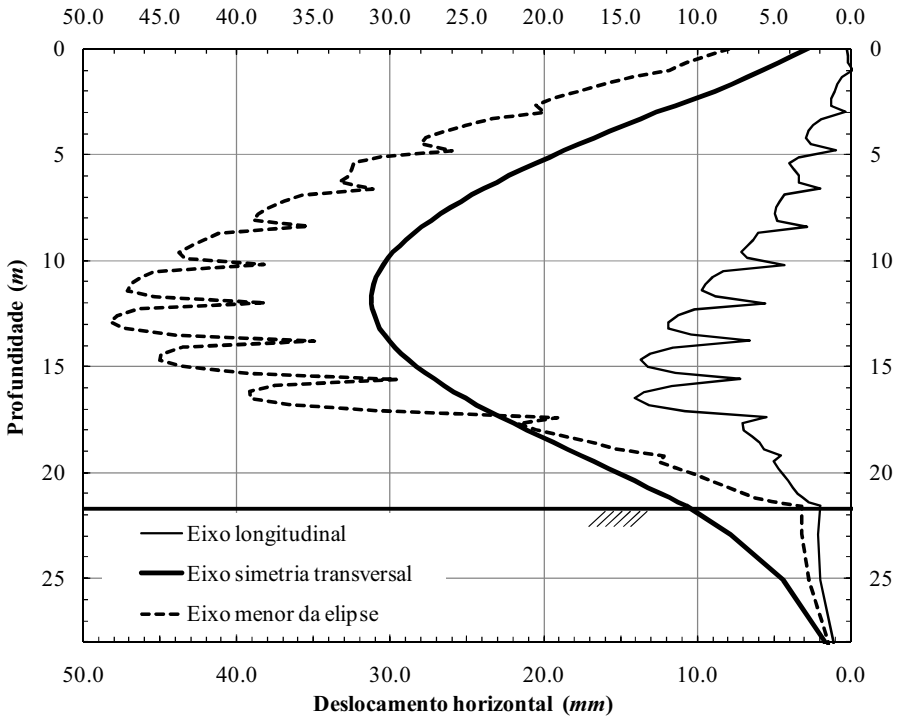


Figura 6. 32 – Deformações no maciço adjacente ao suporte nos eixos de simetria da estação e eixo menor da elipse – Cálculo Final Salgueiros

A figura em apreço mostra curvas muito semelhantes às obtidas no Cálculo Base da estação, embora a magnitude dos movimentos seja superior. Nos poços de pequeno diâmetro, o deslocamento máximo cresce de 20,5 *mm* para 31,2 *mm* e, sobre o eixo menor da elipse, de 27,6 *mm* para 48,2 *mm*. Este crescimento é igual ou superior a 50%, traduzindo a maior deformabilidade do maciço real. Já nos topos a grande diferença está associada ao, praticamente, desaparecimento das divergências na parte mais superficial, o que é motivado pela maior rigidez considerada para o maciço e pela maior deformabilidade do terreno lateral. Relativamente a este aspecto há uma boa aproximação do comportamento real uma vez que os alvos colocados na viga de coroamento, no eixo longitudinal da estação, praticamente não registaram movimentos, como se pode observar pela Figura 5.30.

O aumento das deformações da estrutura produz um significativo aumento das extensões no maciço. Na Figura 6. 33 apresentam-se as extensões horizontais no maciço num alinhamento coincidente com o eixo longitudinal da estação e, na Figura 6. 34, num alinhamento coincidente com o eixo menor da elipse.

Enquanto as deformações ao longo do eixo longitudinal da estação são relativamente pequenas e localizadas, só pontualmente ultrapassam 1%, num alinhamento coincidente com o eixo menor da elipse as extensões são significativas, chegando a atingir localmente valores superiores a 2%. Uma outra diferença marcante prende-se com a extensão dessas zonas que, no caso do alinhamento transversal à estação, chega a ser de quase uma dezena de metros com extensões horizontais superiores 0,5%.

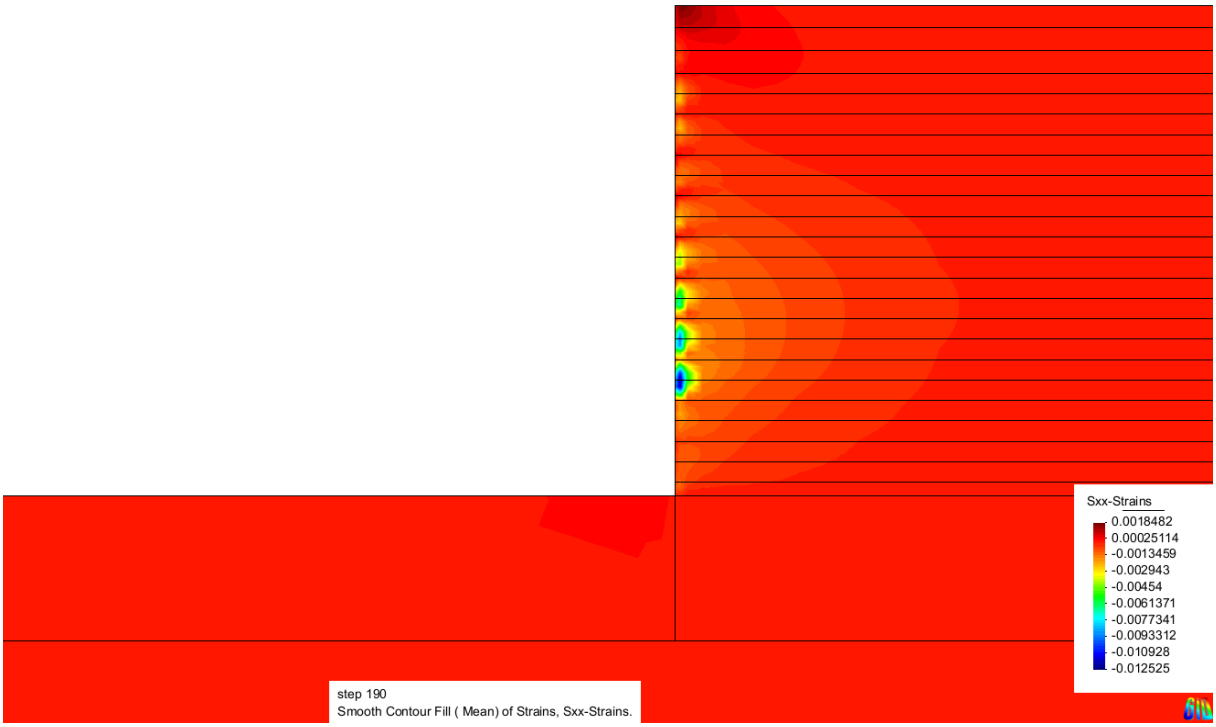


Figura 6. 33 – Extensões horizontais do maciço num alinhamento coincidente com o eixo longitudinal da estação

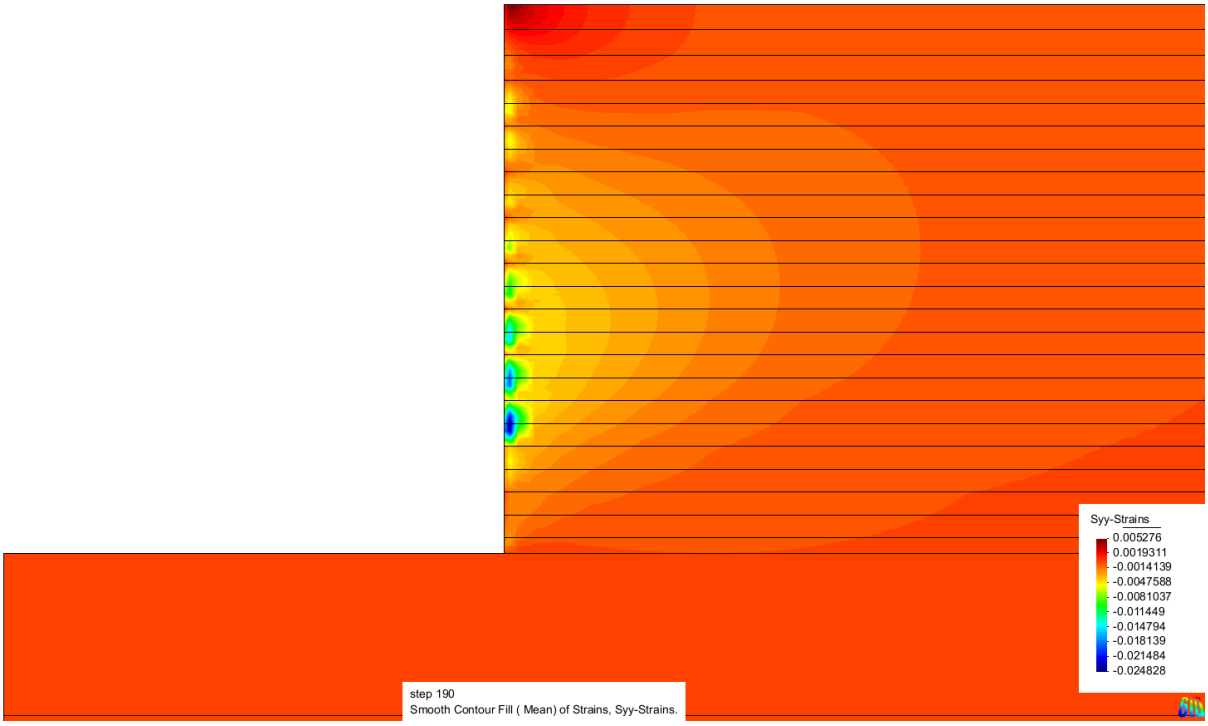


Figura 6. 34 - Extensões horizontais no maciço num alinhamento coincidente com o eixo menor da elipse

Das figuras anteriores resulta também clara uma maior magnitude das deformações numa profundidade próxima dos 12,0 m, decrescendo desde esta cota em direcção à superfície e ao fundo de escavação.

Analise-se agora o perfil de assentamentos superficiais ao longo dos três alinhamentos notáveis da estação. A Figura 6. 35 apresenta esses perfis, construídos a partir dos resultados do Cálculo Final.

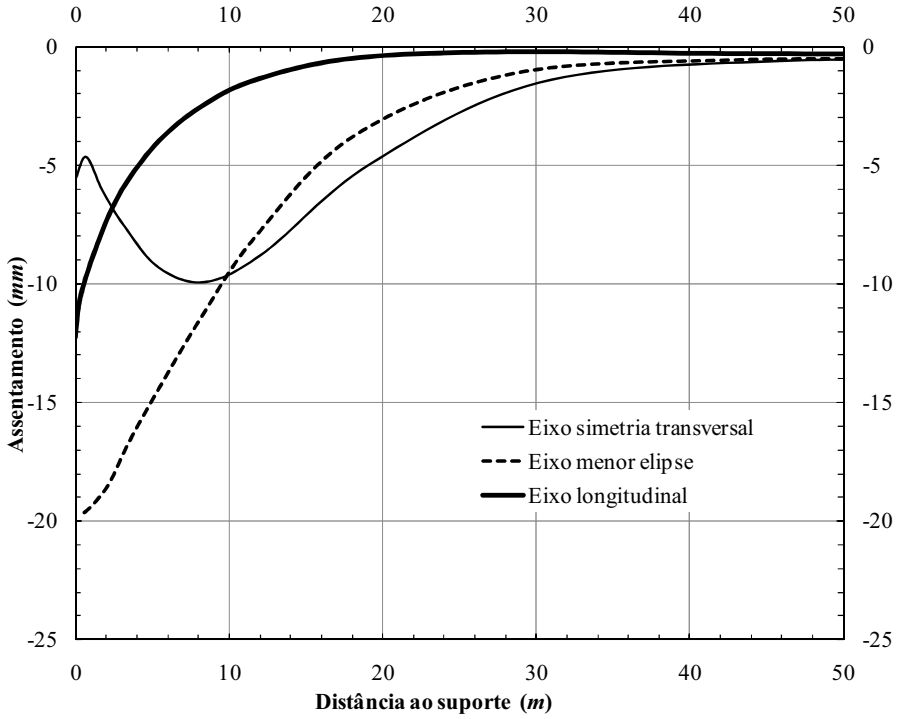


Figura 6. 35 - Perfil de assentamentos à superfície – Cálculo Final Salgueiros

Os perfis de assentamentos agora obtidos não diferem muito dos perfis do Cálculo Base, sendo que a maior diferença se prende com a sua magnitude, sobretudo no alinhamento relativo ao eixo menor da elipse. Essa diferença de grandeza é aliás a consequência natural da maior deformação global do maciço.

Um aspecto também interessante é que o efeito de apoio vertical conferido pelos poços de pequeno diâmetro, que no cálculo base se prolongava até perto do eixo menor da elipse, agora desaparece, possuindo o perfil de assentamentos superficiais neste alinhamento uma forma parabólica, idêntica à que se regista ao longo do eixo longitudinal da estação. Esta forma é, em certa medida, distinta das estruturas de suporte tradicionais pois, não estando o suporte apoiado no fundo, não consegue controlar as deformações verticais próximo da face.

Por último, refira-se que, ainda que tendo presente as limitações do modelo utilizado para a previsão dos movimentos à superfície, na zona mais deformável registam-se assentamentos da ordem dos 2,0 *cm*, mesmo não entrando em consideração com a parcela devida ao rebaixamento do nível freático. Caso houvesse edifícios mais próximos, a magnitude destes deslocamentos já deveria ser alvo de atenção.

6.9.3 Deslocamentos do Suporte

No Cálculo Base um dos aspectos que mais claramente indicava uma maior deformabilidade do maciço para os níveis mais profundos era o deslocamento do suporte, onde os valores numéricos

ficavam bastante aquém dos valores medidos. Tal discrepância levou à consideração de um módulo de *Young* para o betão projectado mais baixo, de forma a se ter em conta a idade precoce em que é carregado, por um lado, e a menor qualidade destes materiais, por outro lado. O valor assumido foi então de 15 *GPa*.

Apresenta-se na Figura 6. 36 a comparação dos deslocamentos, em direcção ao interior da escavação, entre os valores registados nos alvos e os obtidos no Cálculo Final.

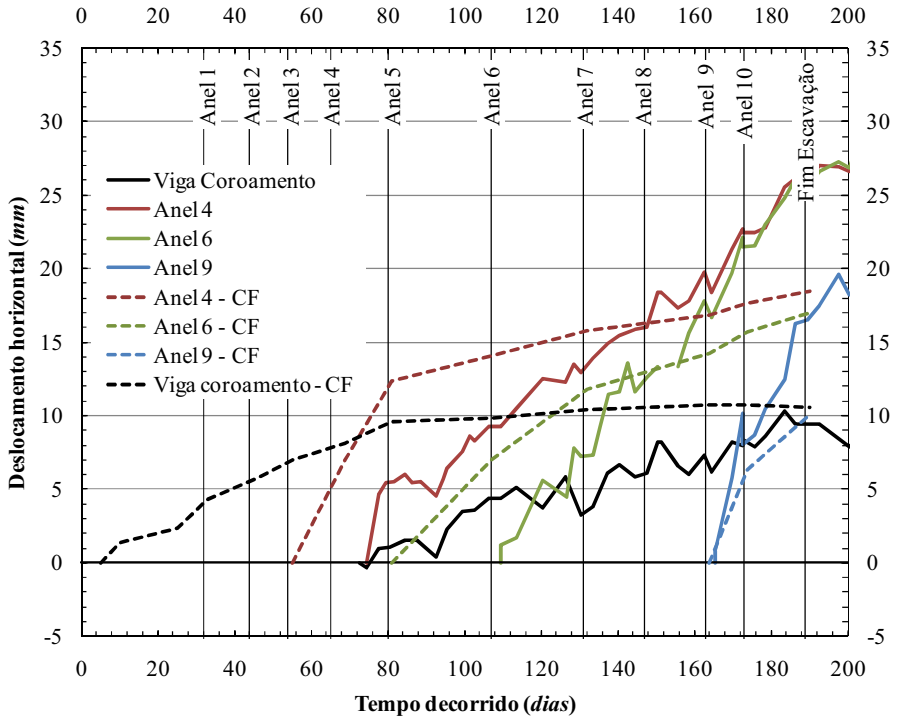


Figura 6. 36 - Deslocamentos no suporte para o quadrante Norte/Poente – comparação entre as medições nos alvos e o resultado numérico do Cálculo Final

Os resultados da Figura 6. 36 mostram um muito melhor ajuste que o conseguido no Cálculo Base, pese embora, para a maioria dos alvos, os deslocamentos calculados continuem a ser inferiores aos medidos. Recorde-se que dois factores fundamentais contribuem para a correcção agora conseguida: a consideração de uma menor rigidez do maciço em profundidade e a consideração de um menor módulo de *Young* para o betão projectado. Efectivamente, os deslocamentos calculados nos anéis 4, 6 e 9 são agora inferiores aos medidos em, respectivamente, 30%, 35% e 45%. Em qualquer dos casos a diferença é ainda notória, sobretudo ao nível da evolução dos deslocamentos, dando a entender que a idade muito jovem em que o betão é carregado pode obrigar à consideração de módulos de deformabilidade ainda mais baixos, isto se o objectivo for a aproximação das deformações do maciço. A possibilidade de o carregamento ser mais elevado para os níveis mais profundos, devido à existência de coeficientes de impulso em repouso superiores, é um cenário também equacionável.

Já no que refere à viga de coroamento o cálculo numérico sobrestima ligeiramente o valor do deslocamento, quando comparado com o valor medido, mas para isso muito contribui o facto de o alvo na viga de coroamento ter sido instalado muito tardiamente. A primeira leitura efectuada acontece mais de 60 dias após a betonagem da viga.

Em face da boa qualidade dos resultados globais, o desajuste relativo ao aspecto analisado na presente secção é indiscutivelmente o maior, sugerindo que a questão da deformabilidade do betão é um tópico que merece melhor consideração. Aliás, sendo a obra em apreço uma estrutura de suporte, uma melhor definição de leis de comportamento e uma caracterização mais cuidada dos materiais estruturais constitui inquestionavelmente uma necessidade para o melhor conhecimento destas obras.

6.9.4 Viga transversal. Análise dos resultados do Cálculo Final

No Cálculo Final considerou-se um módulo de *Young* para o betão de 20 *GPa* o que pode permitir prever melhor as deformações da obra em análise e, muito particularmente, da viga transversal. O conjunto de alterações efectuadas às características do maciço usadas no cálculo foi no sentido de agravar os deslocamentos do maciço e os esforços nos elementos do suporte, o que também contribui para a previsão de um maior levantamento da viga. Apresenta-se na Figura 6. 37 a comparação dos resultados de monitorização com os do cálculo numérico para o ponto a meio vão da viga transversal.

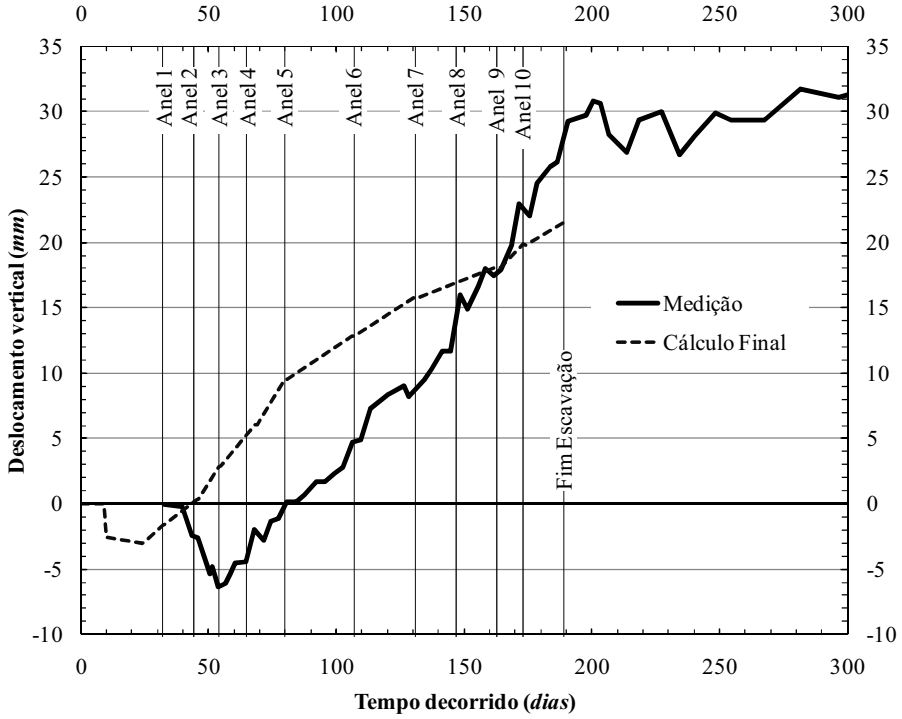


Figura 6. 37 – Levantamento a meio vão da viga transversal para o Cálculo Final da estação Salgueiros

Apesar de ainda subsistir algum desajuste, a Figura 6. 37 mostra uma razoável concordância, quer ao nível do assentamento devido ao peso próprio, quer no que se refere ao levantamento total da viga. No que concerne ao primeiro aspecto, o valor calculado é de pouco mais de 3 *mm* que compara com quase 6 *mm* medidos. No tocante ao levantamento total o valor resultante do cálculo numérico é de 24,5 *mm* o que, comparado com os 32,6 *mm* medidos, se traduz num erro por defeito de cerca de 25%.

Em face dos resultados anteriores pode-se concluir que o uso de uma menor rigidez melhora significativamente os resultados, mas um outro aspecto que merece consideração está relacionado com os declives da deformação. O que se verifica é que até à escavação do 5º/6º anel esse declive está relativamente bem ajustado, sendo no cálculo numérico ligeiramente superior ao real. A inflexão verificado por volta do 5º anel pode estar relacionada com as propriedades do maciço ou, então, com o comportamento da viga, associado a efeito diferidos como a fluência ou até não linearidades geométricas.

É bem patente pelos resultados alcançados que a melhoria da capacidade de previsão do comportamento dos elementos estruturais passa necessariamente pela utilização de modelos mais precisos para simular estes elementos. No caso presente, esta consideração ganha ainda mais relevo devido ao papel crucial que a viga transversal desempenha no comportamento global. Consequentemente, decidiu-se efectuar um estudo específico usando um modelo numérico especializado para a viga que entrasse em consideração com os efeitos diferidos do betão armado. Um cálculo semelhante já foi sumariamente descrito no capítulo anterior. Apresenta-se, no que se segue, os resultados obtidos neste novo estudo, que culmina as análises efectuadas ao longo do presente capítulo.

6.9.5 Modelo de comportamento diferido da viga transversal

6.9.5.1 Descrição sumária do programa

Como referido no Capítulo 5, nesta dissertação usou-se também um código numérico específico desenvolvido por Ferraz (2009). Trata-se de um modelo computacional vocacionado para a análise visco-plástica de estruturas com construção evolutiva susceptíveis de serem discretizadas através de elementos lineares. Para o efeito utiliza-se uma formulação baseada em elementos finitos de escora, nomeadamente a formulação de Timoshenko, que possibilita análises não-lineares geométricas 3D, sendo que a discretização da secção transversal é efectuada através de fibras (Ferraz, 2009).

Partindo da formulação tradicional do modelo de fibras, a noção de fibra será aqui utilizada num contexto bastante abrangente, permitindo modelar uma peça de betão armado através de um conjunto de fibras associadas à secção transversal, com características, referenciais e materiais próprios. A principal vantagem desta abordagem prende-se com a flexibilidade de utilização, bem como com a facilidade de programação de eventuais melhoramentos do modelo computacional base.

As leis constitutivas utilizadas englobam os fenómenos de fluência, retracção e maturação do betão. Permitem ainda a consideração de fendilhação para o betão armado e de plastificação quer das armaduras quer do betão. Para cada um dos fenómenos o programa permite a utilização de várias leis de comportamento, tendo-se utilizado as leis preconizadas pelo Eurocódigo 2 para a modelação da viga transversal.

A análise do comportamento evolutivo de uma estrutura (incluindo a solicitação) requer o estabelecimento de uma integração no domínio do tempo, efectuada com recurso a um processo incremental e, no caso de estarem envolvidas não-linearidades geométricas, é necessário utilizar

um processo iterativo. Uma vez que o principal obstáculo da análise dos efeitos diferidos numa estrutura hiperestática reside na interdependência do historial de tensão relativamente a algumas das parcelas da deformação diferida, o emprego de um processo incremental e iterativo torna-se bastante eficaz, mesmo na ausência de efeitos de segunda ordem, tendo sido adoptado como estratégia de base na aplicação do algoritmo computacional desenvolvido.

A codificação e a escolha da plataforma para desenvolvimento do modelo foram orientadas de forma a prever a possibilidade de melhoramentos futuros e garantir o maior âmbito de aplicabilidade possível. Desta forma o modelo inclui uma interface gráfica de forma a possibilitar uma fácil utilização, nomeadamente na interpretação de resultados.

6.9.5.2 Apresentação do modelo numérico da viga transversal

A escora em estudo foi simulada com recurso ao programa de cálculo automático sumariamente descrito na secção anterior, tendo-se utilizado um total de 10 elementos de 3 pontos nodais e dois pontos de *Gauss*. A secção transversal foi modelada considerando 21 fibras de betão e 59 fibras de armadura. Apresenta-se na Figura 6. 38 a) uma imagem 3D da escora e na Figura 6. 38 b) um corte transversal da correspondente secção discretizada em fibras.

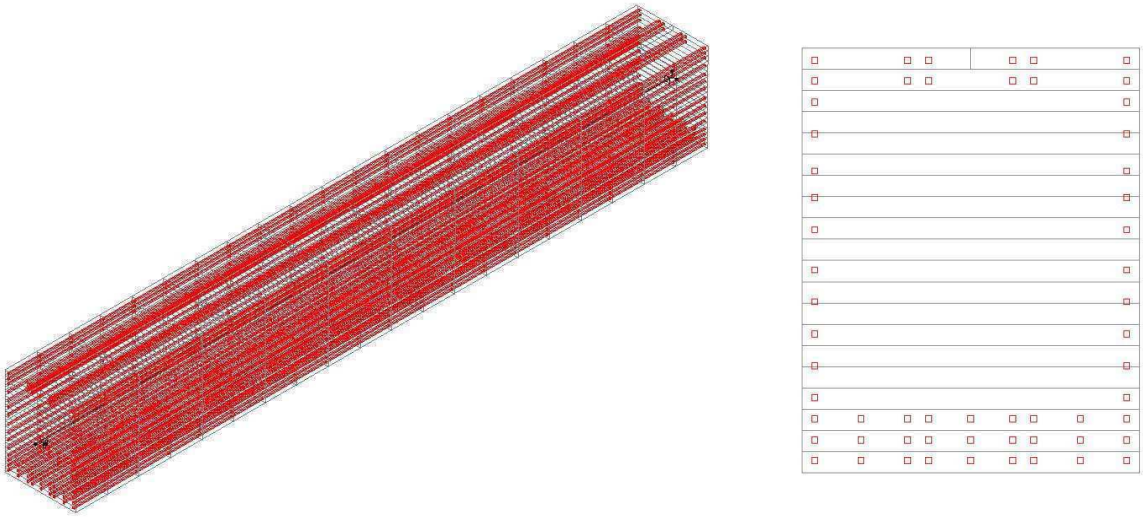


Figura 6. 38 - Modelo de elementos finitos utilizado na simulação da viga transversal: a) vista tridimensional; b) corte transversal e fibras

Dada a simetria da escora, simulou-se apenas metade do seu comprimento. A meio vão a continuidade é considerada através de um apoio de roletes, garantindo-se a simetria pela impossibilidade de rotação mas permitindo-se os movimentos verticais. Na ligação com os poços de pequeno diâmetro considerou-se a escora simplesmente apoiada, simulando-se a continuidade através da aplicação dos esforços obtidos no Cálculo Final da estação Salgueiros nas secções dos apoios. No entanto, para a fase de aplicação do peso próprio da viga, considerou-se a aplicação de um momento correspondente a um encastramento parcial que garantisse que o assentamento a meio vão calculado fosse coincidente com o movimento registado no ponto de nivelamento instalado no mesmo local.

Relativamente aos esforços nos elementos estruturais discutiu-se na secção 6.8.4 a importância da rigidez do suporte na sua determinação. Se do ponto de vista da previsão das deformações se pode aceitar o uso de módulos de *Young* minorados, do ponto de vista da determinação dos esforços essa metodologia pode conduzir a valores não seguros. Assim os esforços aplicados nos extremos do modelo foram retirados do Cálculo Final em que se considerou para o betão moldado um módulo de *Young* de 33 *GPa* e, para o betão projectado, um valor de 30 *GPa*. Esta diferença é devida ao factos de estes dois materiais possuírem classes de resistência distintas. Apresenta-se então no Quadro 6. 6 os esforços utilizados para a simulação do comportamento da viga

Quadro 6. 6 – Esforços de continuidade na secção de encastramento retirados do Cálculo Final da estação Salgueiros

Fase	**N**	**$N_{acumulado}$**	**M**	**$M_{acumulado}$**
	(kN)	***(kN)***	***(kN.m)***	***(kN.m)***
Peso próprio da Viga	0,0	0,0	4393,0	4393,0
Escavação inicial + viga coroamento + Anel1	937,5	937,5	795,6	5188,6
Escavação Anel2	1718,8	2656,3	291,3	5479,8
Escavação Anel3	1999,4	4655,6	487,0	5966,8
Escavação Anel4	2100,4	6756,1	734,9	6701,7
Escavação Anel5	2031,8	8787,9	946,8	7648,5
Escavação Anel6	1760,3	10548,2	1043,5	8692,0
Escavação Anel7	1418,3	11966,5	1031,7	9723,6
Escavação Anel8	1061,4	13027,9	974,8	10698,4
Escavação Anel9	559,4	13587,3	785,3	11483,6
Escavação Anel10	709,1	14296,4	676,5	12160,1
Escavação Anel11	1054,0	15350,3	766,1	12926,2

As propriedades mecânicas adoptadas para os materiais basearam-se nos ensaios de caracterização realizados durante a construção da obra. O Quadro 6. 7 apresenta sumariamente as principais propriedades do betão e das armaduras.

Quadro 6. 7 – Características resistentes e de deformabilidade consideradas na modelação numérica da viga transversal

Classe de betão	C35/45
f_{cm} *(MPa)*	43
E_{cm} *(GPa)*	35
Classe das armaduras	A500
$E_{aço}$ *(GPa)*	206

Relativamente a outros dados importantes, tais como a humidade relativa e a temperatura média do ar, não havia medições específicas para a obra em causa, pelo que se assumiram valores prováveis atendendo ao local e à época do ano em que se desenvolveram os trabalhos. Deste modo, assumiu-se uma temperatura média de 20^0C e uma humidade relativa de 65%.

Durante a construção identificaram-se treze fases de aplicação das cargas, correspondentes à aplicação do peso próprio e a doze patamares de escavação. Com referência a estas fases

definiram-se 65 eventos temporais, envolvendo uma discretização com 5 intervalos de tempo entre cada um dos referidos carregamentos.

As análises foram efectuadas, primeiro, considerando propriedades elásticas para os materiais e, posteriormente, considerando a influência conjunta dos efeitos diferidos, ou seja, da maturação, da fluência e da retracção do betão. Neste cenário admitiu-se ainda a possibilidade de o betão fendilhar e de as armaduras plastificarem.

Finalmente, procedeu-se a um cálculo em que, considerando todos os efeitos diferidos no tempo, se majoraram as cargas por forma a se perceber até que ponto a previsão geotécnica subestimou os esforços na viga. Esta majoração foi realizada utilizando um coeficiente igual para todas as cargas, em todas as fases de cálculo excepto a aplicação do peso próprio.

6.9.5.3 Análise dos resultados obtidos

6.9.5.3.1 Deformações da viga

No estudo do comportamento real da viga privilegiou-se a informação associada à sua deformação uma vez que, no que refere à monitorização do comportamento, o alvo instalado a meio vão era o elemento que fornecia informação de maior confiança. Acresce que essa informação foi recolhida com o decurso da escavação, eliminando-se portanto a possibilidade de erro associado a uma leitura pontual, já que as leituras são numerosas.

A Figura 6. 39 a) apresenta uma vista lateral da deformada da escora após a aplicação do seu peso próprio e a Figura 6. 39 b) reproduz uma vista da deformada no instante final da construção, na qual é evidente o levantamento final a meio vão.

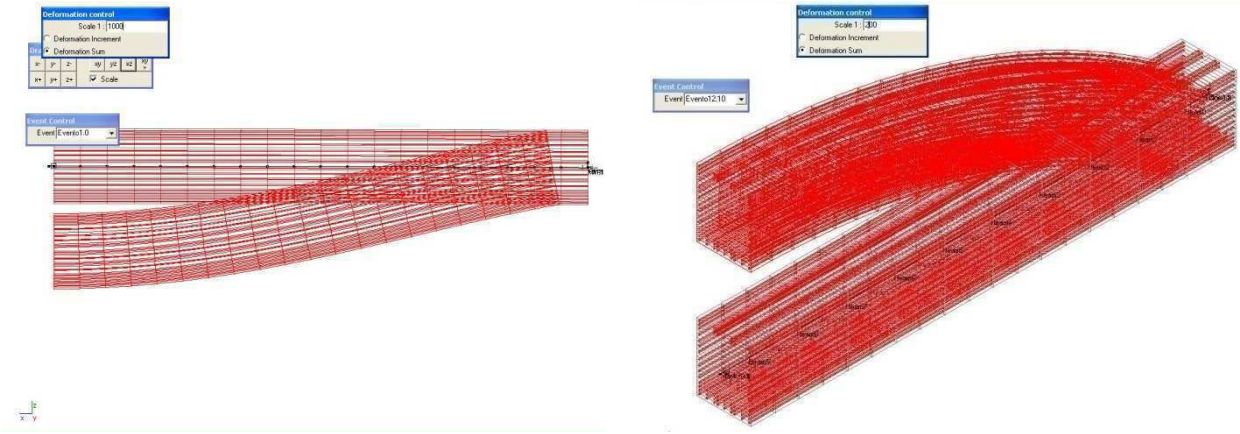


Figura 6. 39 – Modelo numérico com a escora deformada: a) vista lateral com deformação após a aplicação do peso próprio; b) deformada final

O modelo numérico reproduz naturalmente muito bem os assentamentos a meio vão devido ao peso próprio da viga e o levantamento final. Aspecto a relevar prende-se com a rotação da secção de encastramento com os poços de pequeno diâmetro (lado direito da Figura 6. 39 a), isto devido à aplicação do peso próprio. Tal ocorre pois, como já referido, considerou-se um encastramento parcial de forma a ajustar o assentamento a meio vão da viga.

A Figura 6. 40 mostra a comparação dos deslocamentos verticais medidos com os previstos com o modelo numérico. Apresentam-se simulações considerando apenas o efeito das cargas ("Só Cargas") e considerando todos os efeitos diferidos, fendilhação do betão e não linearidade geométrica ("Cargas + efeitos diferidos"). Apresenta-se ainda uma simulação em que se multiplicam as cargas por 20%, nas mesmas condições desta última análise ("1.2xCargas + efeitos diferidos").

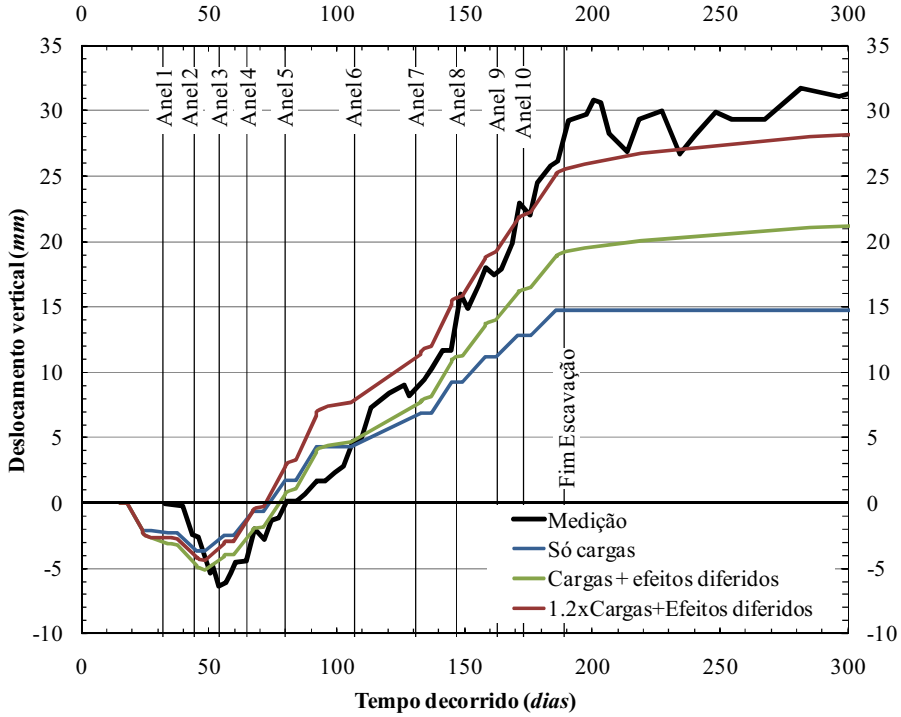


Figura 6. 40 – Deslocamentos verticais no centro da viga: resultados monitorização versus previsões numéricas

Um primeiro aspecto a realçar da Figura 6. 40 é a importância da consideração dos efeitos diferidos na análise do comportamento real da viga. Efectivamente, estes efeitos agravam o levantamento final, na fase final de escavação, de 14,7 *mm* para 19,5 *mm,* um acréscimo superior a 30%. Este valor só não é maior porque o tempo de construção foi relativamente reduzido. Comparando, por exemplo, as mesmas variáveis ao fim de 1 ano, a diferença já é de cerca de 50%.

Não obstante, a previsão revela levantamentos inferiores aos reais em cerca de 25%. Uma majoração das cargas aplicadas de 20% a 25% conduz a um ajuste quase perfeito. Note-se, no entanto, que a diferença verificada ocorre sobretudo na escavação dos anéis inferiores, do sétimo para baixo. Esta observação reforça a hipótese, já avançada atrás, de as cargas poderem ser superiores para estes níveis. Particularmente um ligeiro ajuste dos valores do coeficiente de impulso em repouso, passando dos 0,7 utilizados para cerca de 0,8 produziria resultados bastante semelhantes.

Em face da importância de fenómenos como a fluência, a maturação e a retracção do betão, a fendilhação de secções e a consideração de efeitos geométricos de segunda ordem, percebe-se que, quando se usam modelos simplificados, a hipótese de minoração do módulo de *Young* do

betão surja como atractiva na medida em que se consegue um melhor ajuste das deformações. Realça-se, no entanto e uma vez mais, o facto de esse cenário tender a minorar os esforços realmente instalados nos elementos estruturais, pelo que pode ser uma hipótese não segura.

6.9.5.3.2 Extensões nas armaduras

No Capítulo 5 fez-se a descrição de uma tentativa de medição das extensões nas armaduras numa secção instalada a 5,0 *m* do apoio. O modelo numérico utilizado permite conhecer, em cada instante e em cada fibra, as extensões. Na Figura 6. 41 apresenta-se a evolução das extensões ao longo do tempo para a Fibra 9, correspondente à armadura instrumentada a 16 *cm* da base da escora, e para a Fibra 42, correspondente ao varão a 1,54 *m* da base da escora, no cálculo em que se consideram os efeitos da fluência, da retracção, da maturação, da não–linearidade geométrica e da possibilidade de fendilhação das secções. As cargas consideradas são as resultantes do Cálculo Final da estação Salgueiros.

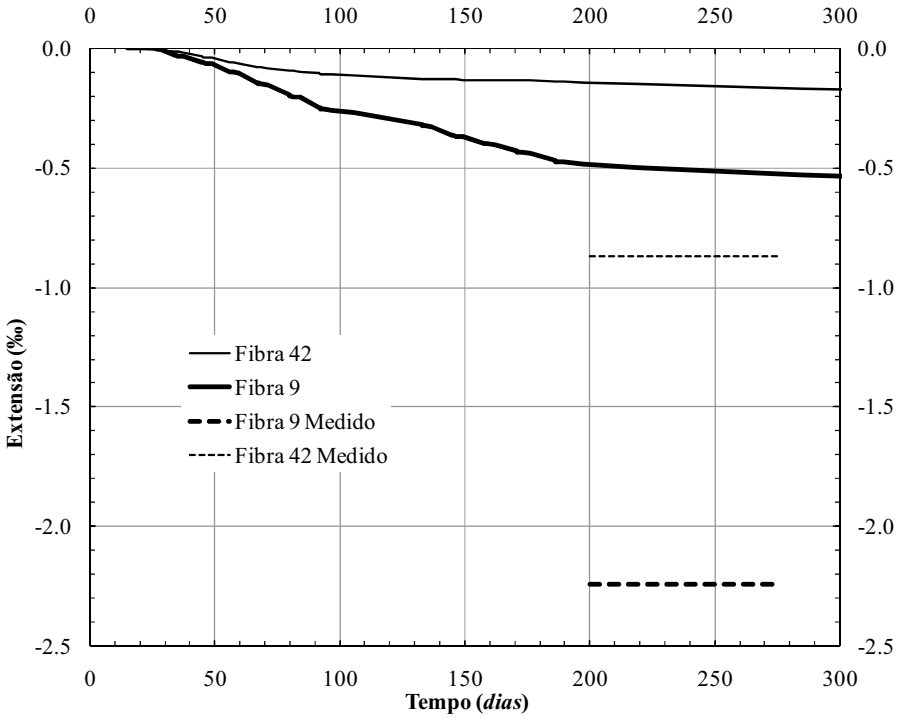


Figura 6. 41 - Evolução das extensões nas armaduras no modelo de cálculo

Refira-se, antes de mais, que as extensões apresentadas correspondem à simulação com as cargas directamente retiradas do Cálculo Final da estação Salgueiros, sem qualquer majoração. Percebe-se então que parte do desajuste, um valor da ordem de 25%, possa ter como causa as explicações avançadas na secção anterior. Não obstante, a diferença na extensão média da secção, que permite de alguma forma validar o valor do esforço axial presente na viga, é muito grande, levando a crer que algum problema existiu na medição das extensões.

O conjunto de explicações possíveis para a discrepância é muito diverso mas deve ser sempre encarado no campo das hipóteses. Um primeiro aspecto pode estar relacionado com o conjunto de operações que se realizaram após a escavação, ou seja, a construção das estruturas internas.

Não sendo a estrutura pré-esforçada, admitiu-se que não houve alteração do estado de tensão mas pode tal cenário não ser verdadeiro.

A abertura dos roços no betão para se descobrir as armaduras pode ter criado alguma perturbação local que tenha alterado os esforços. Também a necessidade de alisar uma parte das armaduras, o que obrigou a desbastar localmente as suas secções, pode ter introduzido tensões locais que perturbaram a leitura.

Tendo-se corrido o modelo numérico também admitindo o cenário de comportamentos elásticos lineares para os materiais, mostra-se na Figura 6. 42, para a fibra 9, por ser a que apresenta maiores extensões, a comparação desta grandeza ao longo do tempo com o cenário em que se consideram todos os efeitos diferidos.

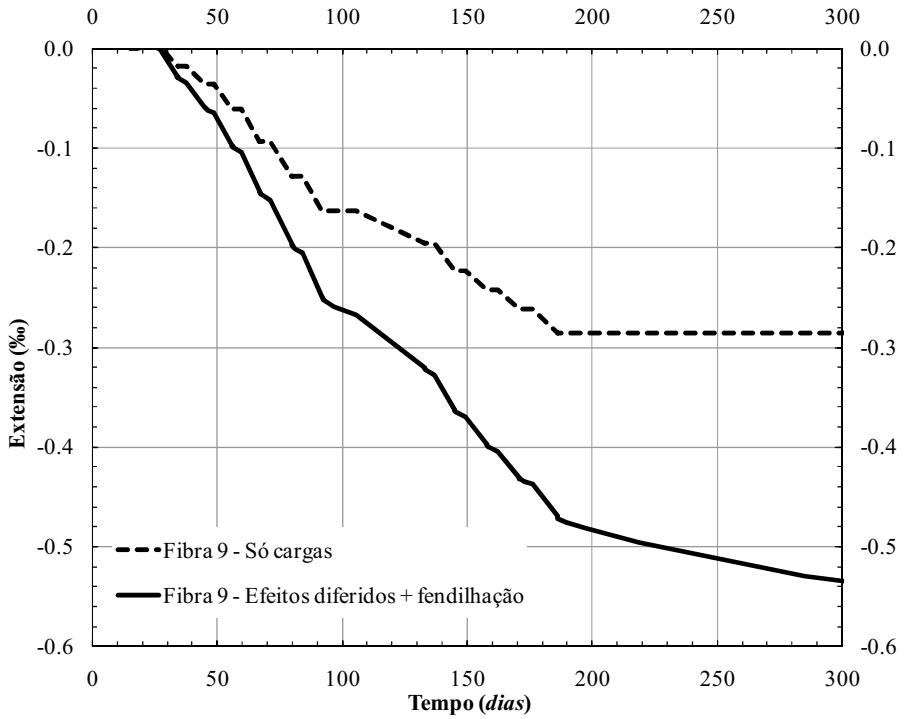


Figura 6. 42 – Evolução das extensões a 16 *cm* da base no modelo de cálculo

Como mostra a Figura 6. 42, a consideração dos efeitos diferidos é ainda mais importante na previsão das extensões internas da peça do que na estimativa da própria deformada. Ao fim de 300 dias a diferença nas extensões para a fibra em análise é de praticamente 100%.

Naturalmente, a medição das extensões nas armaduras teria sido muito mais simples, e até económica, se se tivesse procedido à instalação dos extensómetros antes da betonagem da viga. Tal não foi feito pois a ideia do tema da dissertação foi posterior ao início dos trabalhos e tal medição não fazia parte do projecto de monitorização. Em qualquer dos casos a Figura 6. 42 mostra que, mesmo na hipótese de uma futura observação de uma obra do género, a determinação dos esforços não pode ser pura e simplesmente realizada à custa de um conhecimento das extensões pois os fenómenos de redistribuição interna de esforços em secções de betão armado são complexos e importantes.

Um último comentário refere-se à utilidade de um modelo que considere a fendilhação de secções numa escora de betão armado, sendo que, por definição, uma escora estará comprimida. Tal utilidade/necessidade resulta dos elevados momentos na secção de encastramento, levando a que na, face superior, surjam tracções e, consequentemente, à fendilhação da secção.

A Figura 6. 43 apresenta as tensões finais na secção de escastramento.

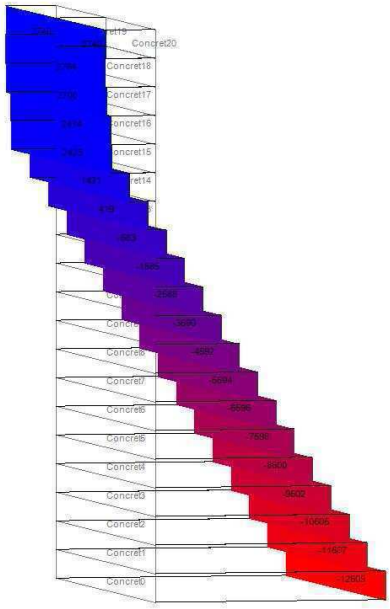


Figura 6. 43 – Tensões finais (kPa) na secção de encastramento

Note-se que a fendilhação da secção faz com que o diagrama de tensões deixe de ser linear. Seja como for, como a fendilhação ocorre numa extensão muito curta, a influência ao nível da deformada da viga é pequena, inferior a 1% sobre o levantamento a meio vão.

6.10 Comportamento do quadrante Norte/Nascente

6.10.1 Breve descrição das análises efectuadas

Como já foi referido, possuindo a estação Salgueiros 2 eixos de simetria, pode-se afirmar que a estação possui 4 quadrantes que se comportam de forma mais ou menos independente. O quadrante Norte/Poente, ao ser o quadrante onde o material mais alterado, com características de solo residual, atingiu maiores profundidades foi aquele que experimentou maiores deformações e, como tal, onde se focou a maior atenção no estudo numérico.

Os restantes quadrantes tiveram deformações significativamente inferiores, sobretudo consequência das melhores características do maciço. Essa melhoria é o reflexo de uma menor alteração e, concomitantemente, do aparecimento de material com características rochosas a muito menores profundidades.

Efectuou-se, então, um cálculo considerando que o crescimento da rigidez em profundidade é comandado pelos valores máximos dos ensaios *Cross-Hole,* como se ilustra na Figura 6. 12. Tendo presente que os níveis de deformação são significativamente inferiores assumiu-se E/E_0

iguais a 0,10, o que corresponde a um nível de extensão horizontal média de, sensivelmente, 0,3%. Este valor é ainda relativamente elevado pelo que os lados com melhores características do maciço apresentarão ainda deformações inferiores à obtidas no cálculo numérico que agora se apresenta. No que refere às propriedades resistentes considerou-se as características da unidade *g4* a partir da profundidade em que as velocidades do ensaio sísmico crescem significativamente. Até essa profundidade assumiram-se as características determinadas nos ensaios de laboratório.

Apresenta-se na Figura 6. 44 as principais propriedades geotécnicas assumidas nos cálculos. Note-se que o objectivo deste estudo não é tanto ajustar o comportamento de um quadrante específico mas balizar a gama de deformações expectáveis em função da melhoria da qualidade do maciço.

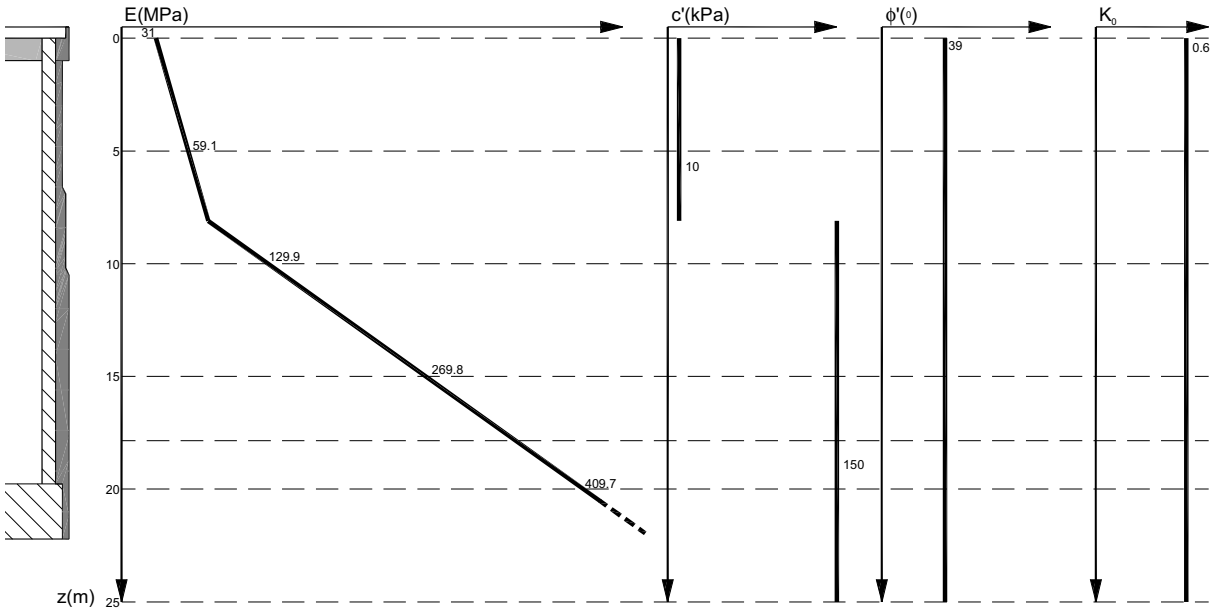


Figura 6. 44 - Parâmetros para os quadrantes com melhores características geotécnicas

6.10.2 Análise dos resultados obtidos

Apresenta-se neste ponto alguns dos resultados mais relevantes, focando-se a análise nas deformações do maciço. A Figura 6. 45 apresenta os deslocamentos horizontais imediatamente atrás do suporte para os dois eixos de simetria e para o alinhamento que passa pelo eixo menor da elipse. A figura mostra que as deformações do maciço são, neste cenário, consideravelmente inferiores às calculadas para o quadrante Norte/Poente.

Naturalmente que entre o cenário mais optimista, agora em consideração, e o cenário mais desfavorável há uma enorme variedade de situações possíveis. Os 4 quadrantes da estação apresentam, cada um deles, comportamentos claramente distintos, enquadrados entre o do lado Norte/Nascente e o do lado Norte/Poente.

Para o cálculo agora efectuado elaboraram-se ainda perfis de deslocamentos correspondentes a pontos do maciço situados a cerca de 2,0 m do suporte e a cerca de 7,0 m do mesmo. Essas posições correspondem, grosso modo, às posições do Inclinómetro 2 e do Inclinómetro 1 em

relação ao suporte. Todos os inclinómetros se localizavam no alinhamento do eixo menor da estação. A Figura 6. 46 apresenta os movimentos em direcção à escavação, calculados e registado nos respectivos inclinómetros.

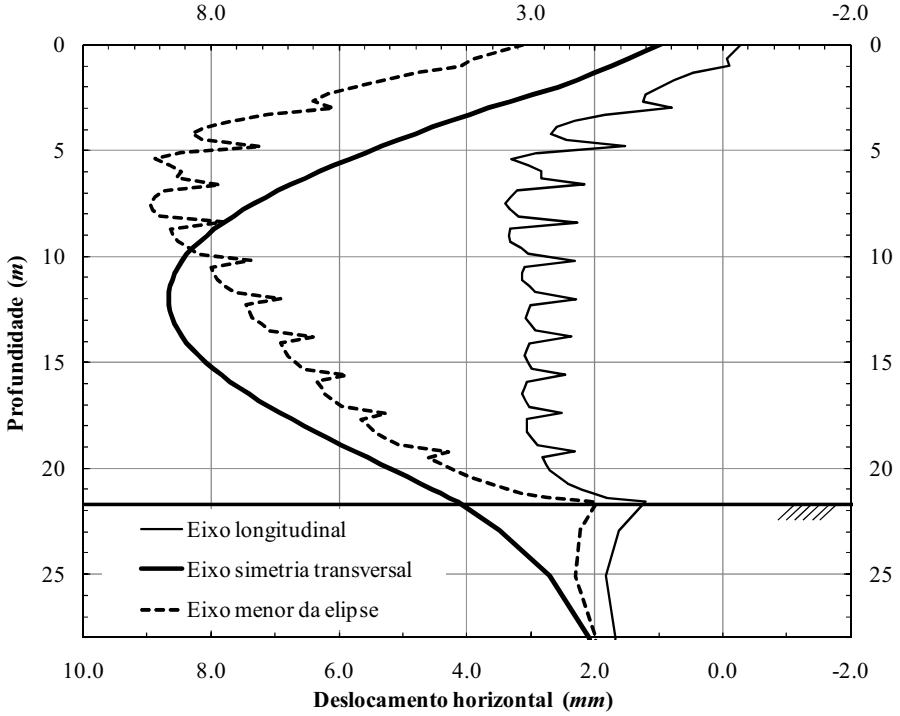


Figura 6. 45 – Deformações no maciço para os três alinhamentos notáveis da estação – Cálculo lado Nascente

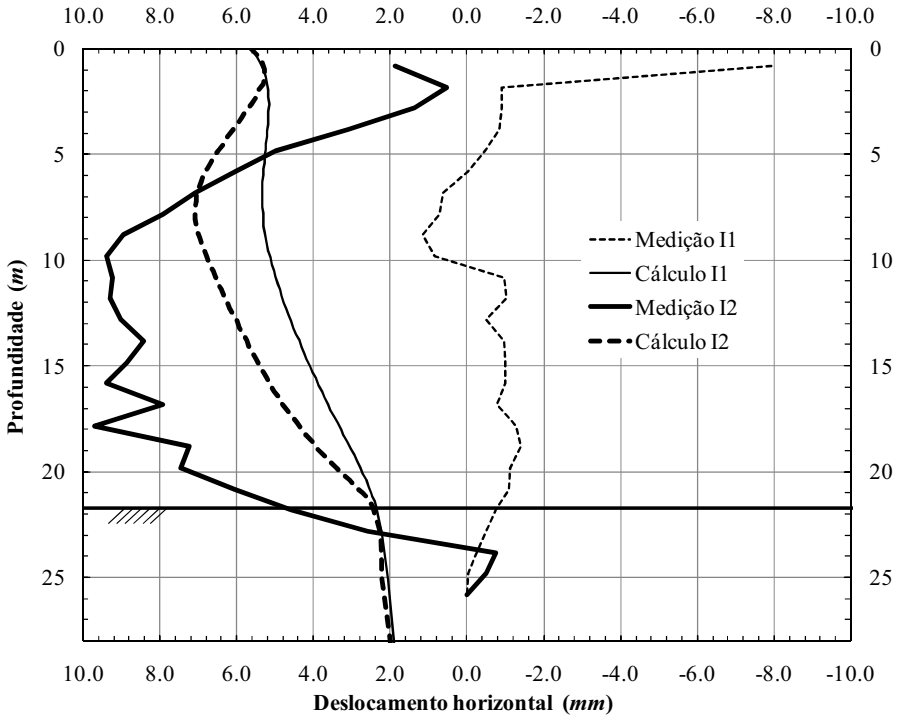


Figura 6. 46 – Deformação registada nos Inclinómetros I1 e I2 e comparação com o cálculo numérico

Recorde-se que os inclinómetros são instrumentos cuja precisão ronda os 6 *mm* por cada 25 *m* de calha. Tal significa que, tomando como exemplo as medições do Inclinómetro 1, os valores registados estão claramente aquém da precisão do próprio equipamento, pelo que devem ser interpretados com esta reserva.

Mesmo tendo presente o cenário simplista assumido, para o modelo geotécnico, a ordem de grandeza das amplitudes registadas é idêntica às calculadas. Para o Inclinómetro 2, situado a cerca de 2,0 *m* do suporte, os movimentos máximos previstos são de 7,1 *mm* tendo-se registado movimentos máximos de cerca de 9,7 *mm*. No entanto, a profundidade onde ocorrem esses movimentos é distinta, dando a entender que a profundidade de solos muito alterados pode ter sido conservadora no modelo.

Parece ainda claro que na zona do Inclinómetro 1 o maciço seria ainda de melhor qualidade do que o que assumiu no modelo. Aliás, a análise dos resultados de monitorização mostra precisamente esse facto. Em qualquer dos casos, ligeiros ajustes a este cenário geotécnico pouco sofisticado conduziriam a aproximações bastante melhores.

O aspecto mais importante dos resultados agora apresentados está relacionado com o facto de o comportamento da obra poder ser bastante melhor caso as características do terreno também o sejam. No lado Norte/Poente, um perfil de alteração bastante mais profundo e intenso foi determinante no comportamento da obra, agravando significativamente os deslocamentos e os esforços, com particular importância para a viga transversal.

Os solos residuais do granito do Porto apresentam uma heterogeneidade muito marcada, com variações bruscas de propriedades, quer em planta, quer em profundidade, pelo que o projecto tem que estar preparado para a ocorrência de cenários incluindo um amplo leque de possibilidades.

6.11 Breve resumo do capítulo

Uma primeira ideia a reter deste capítulo prende-se com os ensinamentos únicos que a análise do comportamento real de uma obra, neste caso a estação Salgueiros, trazem à interpretação de estruturas geotécnicas. Pese embora toda a informação adicional conseguida através da realização de um significativo conjunto de ensaios de campo e laboratório, houve aspectos que dificilmente poderiam ser percebidos sem a rectroanálise da estrutura construída, constituindo esta um laboratório à escala real.

Possuindo dois eixos de simetria, a estação é formada por 4 quadrantes geometricamente idênticos. Mesmo assim, cada um destes quadrantes apresentou comportamentos muito distintos, o que se comprova pelos movimentos medidos. Na origem destas diferenças está a intensa variação de propriedades dos solos residuais do granito do Porto, aumentando a imprecisão dos modelos geotécnicos, necessariamente elaborados com base num número finito de sondagens e de ensaios.

O lado Norte/Poente da estação foi o que apresentou maiores deformações e, por isso mesmo, se tornou mais apelativo do ponto de vista do estudo, muito em consequência de, neste lado, a

profundidade de solo residual ter atingido quase 20 m, o que corresponde grosso modo à altura de escavação.

A condição não saturada reflectiu-se em ganhos de resistência importantes, facto atestado pela maior rigidez que a estrutura apresentou na parte mais superficial. A zona mais deformável correspondeu a cerca de meia altura da escavação, zona onde a sucção assume valores menos importantes. O facto de se ter efectuado o rebaixamento do nível freático apenas quando se iniciou a escavação inibiu ganhos maiores, de resistência e deformabilidade, no maciço.

Um aspecto fundamental no comportamento destas obras prende-se com o elevado nível de deformação média instalado no maciço. Parte dessa magnitude resulta de os poços elípticos serem obras onde, em cada fase, na zona próxima do fundo de escavação, não há suporte, sendo que tal desconfinamento conduz a deformações elevadas, na maioria das vezes levando localmente o maciço à cedência. Este comportamento faz com o que o nível médio de deformação nestas obras seja mais típico de túneis do que de estruturas de suporte e, por isso mesmo, extensões horizontais superiores a 1% podem ser comuns. Na estação Salgueiros a situação foi ainda agravada por se tratar de uma escavação de grandes dimensões, com um raio de curvatura muito elevado próximo do eixo menor da elipse, pelo que as extensões axiais representativas assumiram, em algumas zonas do maciço, valores superiores a 1,5%.

A análise do comportamento da estação, na linha dos estudos experimentais com o SBP, provou que são adequados valores de coeficiente de impulso em repouso mais elevados do que aquilo que era prática comum nos solos residuais do granito do Porto. As rectroanálises realizadas provaram que valores de K_0 iguais ou superiores a 0,7 parecem ser adequados, dependendo do grau de alteração, para estes solos residuais do granito do Porto.

A adequadas simulação e definição das propriedades dos elementos estruturais verificou-se assumirem elevada importância, podendo o uso de modelos demasiado simples, isto é, elásticos lineares, produzir imprecisões de alguma magnitude. Efectivamente os efeitos diferidos do comportamento do betão e a possibilidade de haver secções fendilhadas podem ser relevantes na definição dos esforços e deformações do maciço e suporte. Nessa perspectiva a possibilidade de se realizarem simulações independentes, considerando módulos de *Young* para o betão minorados, de forma a se ajustarem os deslocamentos, e os regulamentares, de forma a se preverem os esforços, parece ser uma alternativa válida e segura.

Para terminar refira-se que a modelação numérica do comportamento da estação Salgueiros, ajustados alguns parâmetros em função da identificação de alguns aspectos relevantes no comportamento dos solos residuais, foi bastante aderente ao comportamento real, permitindo perceber fenómenos que a instrumentação, isoladamente, não possibilitava esclarecer.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Principais conclusões

Ao concluir esta dissertação importa reter, de modo necessariamente sucinto, as principais conclusões do trabalho desenvolvido e registar as questões que permanecem em aberto num exercício que é uma reflexão sobre o trabalho feito com olhos postos no futuro.

A dissertação intitulada "Poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na vertical. O caso do Metro do Porto" encontrou a sua inspiração em duas obras executadas no âmbito da empreitada de construção do Metro do Porto, cujo desempenho técnico/económico se pode considerar notável, em particular a estação Salgueiros. Compreende-se que esta obra tenha tido um papel central em todo o trabalho agora prestes a terminar, constituindo-se como fonte de inspiração e o caso de estudo.

Do ponto de vista bibliográfico, os poços elípticos construídos pelo Método de Escavação Sequencial são uma temática nova, carecendo de referências desenvolvidas, nacionais ou internacionais. Assim, como ponto de partida, começou por se realizar um trabalho numérico com vista ao entendimento da fenomenologia geral do comportamento dos poços, procurando-se perceber quais os parâmetros chave para o seu bom desempenho.

As obras construídas pelo Método de Escavação Sequencial são muito atractivas do ponto de vista económico e a transformação da sua forma em planta de circular para elíptica conferiu-lhes uma nova versatilidade, permitindo a sua adaptação a novos tipos de obras e a espaços superficiais mais exíguos. Estes factores, associados aos recentes relatos de sucesso, têm contribuído para a generalização da solução. Conhecem-se múltiplas aplicações muito importantes no Brasil e, em Portugal, há já diversos casos de aplicação no Porto e em Lisboa.

O estudo paramétrico realizado partiu de um poço circular, com 15,0 m de raio, escavado num solo cujas propriedades se podem considerar comuns a um solo residual do granito do Porto. Apesar do suporte ser delgado, devido à sua forma e metodologia construtiva, ocorrem deformações relativamente baixas.

A parcela mais importante dos deslocamentos ocorre aquando da abertura de um painel uma vez que, nessa fase, o solo se encontra localmente completamente desconfinado. Estas fases sequenciais são, aliás, determinantes na explicação do comportamento do poço, visto que é grande a necessidade de mobilização do efeito de arco na direcção vertical. Em consequência do desconfinamento, o perfil de movimentos horizontais no maciço, próximo do suporte, apresenta um conjunto de "barrigas" correspondentes aos sucessivos patamares de escavação não suportada. Mais de 50% dos deslocamentos do maciço, próximo do suporte, ocorrem nas fases de abertura dos painéis.

Em termos de trajectória de tensões de um dado ponto próximo da face de corte, a abertura do painel respectivo é o momento condicionante, pois ocorre um alívio total da tensão lateral e uma diminuição da tensão vertical, o que conduz a trajectória para próximo da envolvente de resistência. Desenvolve-se nesta fase a maior parte das deformações plásticas. Este é o comportamento típico num ponto sensivelmente a meio de um painel escavado. Os pontos situados nos extremos de um painel, isto é, próximo do suporte já instalado ou próximo do fundo de escavação, sofrem um significativo aumento das tensões, devido ao intenso efeito de arco atrás referido. Após a instalação do suporte, na zona em apreço o maciço volta a ser carregado horizontalmente, voltando as trajectórias de tensão dos pontos referidos para dentro da envolvente de rotura.

Este comportamento vai-se atenuando com a distância à face de corte, sendo que a distâncias desta da ordem dos 15,0 m já praticamente não há interferência da escavação. Esta distância coincide, para os poços analisados, com o raio de escavação.

No que refere ao suporte, são os esforços de membrana os mais relevantes, funcionando portanto o revestimento fundamentalmente à compressão. Há, no entanto, dentro de cada anel variações significativas destes esforços, sendo os pontos mais próximos da base do painel os mais solicitados.

Devido ao faseamento construtivo, que obriga a uma forte transferência de tensões na direcção vertical, surgem momentos significativos nesta direcção. Os esforços transversos também assumem valores relevantes, estando directamente ligados aos impulsos horizontais a equilibrar. Em determinadas situações pode haver necessidade de aumentar a espessura do suporte para não se utilizarem armaduras de esforço transverso.

O comportamento dos poços elípticos depende da geometria da escavação, quer em planta, quer em termos altimétricos, das características do suporte e dos parâmetros do maciço, sejam os resistentes, sejam os de rigidez.

Em planta a geometria do poço pode variar à custa do raio de escavação e de a sua forma ser mais ou menos elíptica. O raio de escavação assume um papel preponderante na definição dos deslocamentos, do maciço e do suporte, e dos esforços. Raios de escavação até 30,0 m parecem possíveis com espessuras de suportes materializáveis em betão projectado, o que por razões práticas está limitado a cerca de 60 cm. A consideração da forma elíptica altera significativamente o comportamento dos poços, passando a zona mais plana da escavação a ser

condicionante em termos de dimensionamento. Efectivamente, nesta zona crescem as deformações, logo os deslocamentos, e os esforços, logo os momentos flectores e os esforços transversos. Relativamente aos momentos flectores, passa a haver componentes na direcção vertical e na direcção circunferencial. Ao contrário do que acontece nos poços circulares, os momentos flectores assumem grande importância, passando a ser em muitas situações condicionantes para o dimensionamento estrutural do suporte. Para poços elípticos com diâmetro médio de 30,0 m e razão entre os eixo maior e menor da elipse de 2, o Método de Escavação Sequencial é ainda aplicável com espessuras de suporte correntes. Crescendo o raio médio do poço a desproporção entre eixos deixa de poder ser tão marcada.

A diminuição da altura de cada painel contribui significativamente para a redução das deformações do maciço, tendo como óbice o aumento do número de fases construtivas e, logo, do tempo de construção. Em ambientes mais edificados ou solos menos competentes pode revelar-se como uma das variáveis mais eficientes para se atingir uma solução equilibrada.

As características do suporte são determinadas de forma a equilibrar os esforços existentes. Ao nível do controlo das deformações do maciço, o aumento da espessura é pouco relevante na medida em que a maior parte das deformações ocorre antes da instalação do suporte. O uso de espessuras muito elevadas pode, em determinada altura, ser contraproducente na medida em que o aumento da rigidez de flexão funciona como catalisador para estes esforços.

As características resistentes do maciço são determinantes do comportamento da estrutura e, mais especificamente, das deformações próximo da face de escavação. Particularmente, a componente coesiva condiciona fortemente as deformações prévias à instalação do suporte, não sendo sequer possível a aplicação da metodologia em maciços incoerentes.

O coeficiente de impulso em repouso do terreno tem repercussões muito relevantes, quer ao nível dos esforços, quer ao nível dos deslocamentos. Este aspecto é particularmente importante na medida em que este é um parâmetro normalmente mal caracterizado e, devido à falta de dados experimentais de qualidade, com uma gama de valores possíveis ainda muito ampla. Para valores aceitáveis do coeficiente de impulso em repouso em solos residuais, as diferenças nos deslocamentos do maciço podem ser da ordem de 30% e de 20% nos esforços.

Os parâmetros elásticos do maciço mas, em particular, o módulo de deformabilidade, são determinantes na previsão dos deslocamentos, reflectindo-se ainda de forma não negligenciável nos esforços. Os parâmetros que controlam as deformações plásticas, nomeadamente o ângulo de dilatância, têm também repercussões sobre os esforços e deformações que podem rondar os 20%. Saliente-se que, na maior parte dos códigos numéricos, se assumem fluxos associados e que, no caso dos solos residuais do granito do Porto, o ângulo de dilatância ronda tipicamente um valor de cerca de 1/3 do ângulo de atrito, ou seja, longe da situação associada. Não obstante, os modelos associados tendem a fornecer soluções conservadoras na perspectiva do dimensionamento.

Do ponto de vista da viabilidade dos poços elípticos realizados à custa do Método de Escavação Sequencial, a evolução dos parâmetros do maciço em profundidade e o estabelecimento de uma

condição não saturada pode revelar-se fundamental. Este último aspecto, traduzindo-se em importantes ganhos de rigidez e resistência, conduz a uma redução importante dos esforços e a um perfil de deslocamentos e esforços muito mais uniforme em profundidade. Além da natural vantagem de se obter uma solução mais equilibrada em profundidade, a importância da sucção pode ser tal que seja o factor decisivo para a aplicabilidade do método ser ou não ser viável.

Tendo a presente dissertação como objectivo último a análise do comportamento da estação Salgueiros, obra escavada num maciço de solos residuais e rocha alterada do granito do Porto, a caracterização do material em condições não saturadas assumiu-se como um dos aspectos mais inovadores do trabalho ora desenvolvido.

Recorrendo-se a duas técnicas alternativas, papel de filtro e placas de sucção, obteve-se um largo número de curvas características para o solo residual da estação Salgueiros. A primeira técnica permitiu a definição da curva característica para uma trajectória de secagem e, a segunda, para uma trajectória de molhagem, tendo-se mostrado que o material apresenta um claro comportamento histerético. As curvas obtidas são tipicamente trilineares, com um teor em água saturado próximo dos 20%, uma pressão de entrada de ar próxima de 5 kPa e um teor em água residual de cerca de 4% obtido para sucções relativamente baixas, inferiores a 1000 kPa.

O conjunto de curvas experimentais foi modelado por curvas numéricas de forma bastante satisfatória, o que constitui uma base de dados que pode ser usada em futuros trabalhos, onde a necessidade de definição da curva característica do solo seja menos exigente.

Dos resultados dos ensaios de corte directo que foram realizados, realce-se a dependência clara do ângulo de dilatância da tensão de confinamento. Os valores dos ângulos de dilatância máximos obtidos rondam os 14^0, sendo, portanto, um valor muito inferior ao ângulo de atrito do material.

A realização de ensaios triaxiais com distintas trajectórias de tensão permitiu identificar uma maior rigidez dos ensaios de extensão por aumento da tensão lateral, quase dupla da registada em ensaios triaxiais clássicos.

O desenvolvimento de um equipamento para a realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas permitiu dotar o Laboratório de Geotecnia da FEUP de uma competência adicional, facultando a possibilidade de ocorrerem evoluções relevantes na caracterização dos solos em condições não saturadas. O equipamento mostrou uma capacidade de controlo muito eficaz, permitindo a realização de ensaios com boa qualidade sob distintas trajectórias de tensão e sucção impostas.

Dos resultados dos 17 ensaios triaxiais com trajectória de alívio da tensão lateral concluiu-se que a condição não saturada se traduz em importantes ganhos de resistência e rigidez para o caso dos solos residuais do granito do Porto. No que refere ao ganho de resistência, obteve-se um ângulo de atrito com respeito à sucção de $14{,}1^0$, valor que significa, numa escavação com

rebaixamento do nível freático de 20,0 *m,* como ocorreu em Salgueiros, um incremento da componente coesiva à superfície de cerca de 50 *kPa.* Trata-se de um ganho de resistência determinante para a escavação de poços pelo Método de Escavação Sequencial.

No que diz respeito à rigidez, obteve-se ganhos de 0,8% por cada *kPa* de sucção instalada, o que representa, em algumas situações, mais que duplicar os módulos de deformabilidade do maciço. Observou-se ainda que, para os valores mais baixos de sucção, o ganho de rigidez é reduzido, só se sentindo ganhos significativos para sucções superiores a 40 *kPa.*

Um aspecto observado, mas que carece de mais trabalho laboratorial, prende-se com a importância que podem ter as variações volumétricas devido à variação do nível freático.

Constatou-se ainda que a relação entre as rigidezes secantes, entre condições não saturadas e saturadas, é relativamente independente do nível de deformação, com excepção dos valores correspondentes a muito baixas deformações (até 0,1%), onde essa relação é superior.

No que se refere à caracterização de campo, realça-se como ensaios mais relevantes os realizados com o Pressiómetro Autoperfurador de *Cambridge,* por ser o único ensaio que permite, *in situ*, a medição confiável do coeficiente de impulso em repouso do terreno e por ter sido executado apenas pela segunda vez em solos residuais do granito do Porto. Pese embora a dificuldade de realizar bons ensaios nestes materiais, isto é, garantindo que não há sobrescavação, uma interpretação numérica em conjunto com as técnicas de interpretação clássicas conduziu a resultados coerentes entre si, justificando a sua validade. Obtiveram-se valores de K_0 entre 0,6 e 0,7, valores claramente superiores ao que ditava a experiência anterior nestes solos. Obteve-se ainda valores mais próximos da unidade para os materiais menos alterados, isto é, já dentro dos materiais rochosos (W4). Este conhecimento reveste-se de importância fundamental para o dimensionamento de estruturas de suporte, já que o coeficiente de impulso em repouso se revela fundamental na previsão de deformações e esforços dos poços construídos pelo Método de Escavação Sequencial.

O ajuste numérico efectuado aos resultados dos ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador permitiu ainda definir, numericamente, curvas de degradação de rigidez, *in situ*, o que se revelou muito útil na definição das propriedades do terreno para vários níveis de deformação.

A realização de ensaios sísmicos entre furos em dois locais distintos possibilitou a definição de perfis de rigidez em profundidade. No entanto, estes perfis mostraram uma certa constância em profundidade, aspecto discordante dos vários resultados SPT e da própria influência da tensão de confinamento, avaliada através dos ensaios de laboratório. Esse comportamento é, em grande medida motivado pela importância da cimentação para baixos níveis de deformação, o que se reflecte apenas nos ensaios sísmicos. Acresce o facto de os ensaios terem sido realizados após a reposição do nível freático, numa posição próxima da original, que pode ter produzido algum adensamento do material, hipótese que deve ser perseguida em trabalhos futuros.

Uma experiência piloto realizada no campo experimental da FEUP, em que se mediram níveis de sucção em profundidade, provou ser razoável a consideração de perfis de sucção em

equilíbrio com as pressões hidrostáticas. Mostrou-se, ainda, que a variação das condições climatéricas sazonais afecta apenas uma franja relativamente superficial do solo, da ordem dos 3,0 m, reflectindo-se, abaixo destas profundidades, com bastante rigor a posição do nível freático.

A comparação dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório permitiu perceber as relações de rigidez entre os vários ensaios. Para o mesmo material, a rigidez *in situ* para muito pequenas deformações ronda valores de 3 a 3,5 vezes a rigidez de laboratório, isto com amostragem de muito boa qualidade. No presente trabalho a amostragem foi feita à custa de blocos talhados no solo residual, o que parece ser o processo menos intrusivo para recolha destes materiais.

A estação Salgueiros, como obra inspiradora da presente dissertação, ocupa os últimos dois capítulos da dissertação, um dedicado à análise dos resultados da monitorização e outro dedicado à exploração dos modelos numéricos desenvolvidos. Sendo a estação formada por dois eixos de simetria, existem 4 quadrantes cujos comportamentos se podem considerar praticamente independentes. Essa hipótese foi confirmada pelos resultados de observação, evidenciando cada um dos quadrantes deformações claramente distintas para condições geométricas idênticas.

A obra experimentou no lado mais gravoso, um nível de deformação que claramente ultrapassou as expectativas de projecto. Esse comportamento deriva do facto de, ao haver uma fase onde o solo se encontra completamente desconfinado, o maciço junto ao suporte sofrer grandes deformações, que se propagam para zonas distantes do suporte. Esses níveis elevados de deformação fazem com que as estimativas clássicas dos módulos de deformabilidade a partir dos ensaios SPT, pensadas para deformações típicas em fundações, sejam demasiado optimistas. Aliás, em termos de níveis de deformação, os poços escavados pelo Método de Escavação Sequencial assemelham-se bastante mais a túneis do que a estruturas de suporte, com a agravante de as dimensões serem claramente superiores. Neste cenário a escolha de níveis de deformação médios representativos conduz a extensões horizontais da ordem de 1%, ou mesmo superiores.

O comportamento mais desfavorável do que, à partida, se poderia prever ocorreu apesar da condição não saturada imposta pelo rebaixamento do nível freático. No entanto, mesmo em solos residuais, que são relativamente permeáveis, o tempo de consolidação faz com que haja um desfasamento importante entre o rebaixamento e o equilíbrio dos níveis de sucção pretendidos. Logo, a análise acoplada do comportamento mecânico e hidráulico parece um passo importante em análises futuras deste tipo de obras. Seja como for, muito graças à contribuição da sucção, a parte superficial da estrutura mostrou um comportamento bastante mais rígido que os solos a profundidades intermédias.

A análise ao comportamento da estação Salgueiros validou ainda a hipótese de os solos residuais apresentarem valores do coeficiente de impulso em repouso mais elevados do que os

até aqui admitidos, sendo que o melhor ajuste conseguido aponta para valores de K_0 próximos de 0,7, ou até ligeiramente superiores.

Apesar do elevado número de sondagens realizado na fase de projecto, o comportamento da obra foi claramente marcado pela existência de um maciço de pior qualidade do que o detectado pelas sondagens. Isto coloca a questão da metodologia na definição da melhor abordagem para o dimensionamento das estruturas em solos residuais, cujas características variam de forma brusca em planta e em termos altimétricos. As abordagens determinísticas têm sido o caminho seguido mas, provavelmente, não são a resposta.

Um aspecto que também se revelou importante no comportamento da estação Salgueiros foi o relativo às propriedades e aos modelos adoptados para os elementos estruturais. O uso, aliás de acordo com a prática corrente na geotecnia, de módulos de *Young* minorados para o betão permite uma melhor aproximação das deformações das obras mas pode conduzir a um dimensionamento não seguro, na medida em que subestima os esforços. A solução mais simples pode passar pela realização de análises distintas, uma com o objectivo de prever deformações, onde é legítimo o uso de módulos de deformabilidade minorados para os elementos estruturais e, outra, onde estes parâmetros devem assumir os valores preconizados regulamentarmente.

Sem embargo, o betão armado não possui um comportamento linear, sendo fenómenos como a fluência, a retracção, a fendilhação das secções e a plastificação das armaduras efeitos determinantes para uma boa previsão. Nessa perspectiva, uma maior interacção com as estruturas é um passo fundamental.

7.2 Perspectivas de desenvolvimentos futuros

No momento em que se decide pôr término a este trabalho fica destruída a ilusão do fazer e perceber na sua forma final. Novas dúvidas se levantam e há caminhos seguidos que depois se percebeu nem sempre terem sido bons atalhos. E essas angústias surgem para o trabalho de campo, para o trabalho de laboratório e para o trabalho numérico.

A primeira perspectiva de desenvolvimento futuro tem que estar focada nos poços elípticos e na atenção dedicada a futuras realizações. A caracterização laboratorial, os ensaios de campo e a modelação numérica deram origem a resultados muito interessantes mas que, isoladamente, seriam insuficientes para perceber totalmente o comportamento da estação Salgueiros. Uma obra constitui um laboratório à escala real e o planeamento atempado de um plano de observação e estudo pode produzir um conjunto de informações muito importantes para o aprofundamento da compreensão do comportamento dos poços elípticos escavados pelo Método de Escavação Sequencial. Muitas das dúvidas que agora ainda permanecem podem ser esclarecidas se houver possibilidade de acompanhar uma construção desde o princípio. Nessa perspectiva considera-se fundamental a identificação de futuras soluções baseadas no Método de Escavação Sequencial e a selecção de uma ou duas obras para acompanhamento com fins técnico/científicos, focando-se a atenção não apenas no comportamento mecânico mas também no comportamento hidráulico, uma vez que os problemas de solos não saturados são indiscutivelmente problemas acoplados.

O estabelecimento de condições não saturadas numa escavação implica o rebaixamento do nível freático para níveis muito provavelmente nunca antes experimentados pelo maciço. Percebeu-se que, durante a escavação, essa operação contribui de forma muito positiva para o ganho de resistência e de rigidez do solo. Encontra-se todavia mal caracterizado o comportamento volumétrico associado a variações tão importantes do nível freático e ao efeito do eventual carácter cíclico dessas variações. O estabelecimento de um conjunto de ensaios de laboratório e de campo onde estas variáveis sejam bem caracterizadas assume-se como necessário, até tendo presente a importância crescente do uso do espaço subterrâneo em ambientes urbanos.

Na medição laboratorial das deformações locais a instrumentação axial interna mostrou dar resultados muito satisfatórios, não tendo reflexo para a medição local das variações radiais. A implementação de um sistema alternativo de medição local das deformações radiais, recorrendo por exemplo à tecnologia laser, assume-se como uma melhoria interessante para o equipamento desenvolvido.

O coeficiente de impulso em repouso do terreno é uma variável fundamental para o comportamento das estruturas de suporte e dos túneis. Com os ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador realizados para esta dissertação fez-se, apenas, a segunda determinação *in situ* do coeficiente de impulso em repouso nos solos residuais do granito do Porto. Muita da investigação geotécnica resulta de um processo de recolha e interpretação de dados e tentativas de ajuste sucessivas. Na prossecução desse objectivo a realização de campanhas de ensaios adicionais é fundamental, até pela relevância económica que a melhor definição desta variável pode ter. Aliás uma campanha de caracterização mais completa, com a realização de vários ensaios, em moldes idênticos ao que se fez no campo experimental da FEUP, é sempre um projecto a manter em mente, havendo que lidar com dificuldades associadas, sobretudo de índole financeira. De todos os modos, os solos residuais do granito são um tema com interesse não apenas regional mas que extravasa fronteiras. O Brasil é um país muito interessado no assunto e, pela sua dimensão, um projecto de caracterização abrangente dos solos residuais pode e deve ser uma ideia interessante de colaboração internacional.

Um aspecto a incluir numa futura campanha de campo é a medição de velocidades sísmicas entre furos, caso haja rebaixamento do nível freático e, logo, uma condição não saturada, antes, durante e após as operações de rebaixamento.

Uma das maiores dificuldades na aplicação do modelo numérico desenvolvido foi a escolha de níveis de deformação adequados para a definição de parâmetros elásticos de rigidez. O estabelecimento e implementação de um modelo elasto-plástico perfeito em que os parâmetros elásticos dependam do nível de deformação é uma tarefa relativamente simples e que poderá dar resultados muito interessantes em escavações em solos residuais. Nesse modelo tem que se considerar a influência da sucção ao nível da resistência e ao nível da rigidez, sendo que este último aspecto é muito menos comum. Ainda ao nível das aplicações computacionais a incorporação de leis mais completas para os elementos estruturais revela-se como um tema a ter presente, dada a sua importância na modelação do comportamento de estruturas de suporte mas, em especial, em obras de grandes dimensões como a agora estudada.

Em termos de modelação numérica, futuras análises devem procurar simular de forma acoplada o comportamento mecânico e hidráulico. Sendo tarefas correntes, quando realizadas de forma independente, parece fácil a sua aplicação mas a compreensão da influência mútua dos fenómenos, nomeadamente para a franja de solo não saturado, é algo ainda pouco estudado.

A estação Salgueiros apresentou um comportamento claramente distinto, para cada um dos seus quadrantes, apesar da similitude geométrica. Possuindo os solos residuais variações bruscas de propriedades, de um modo, aparentemente, assistemático, o repensar as metodologias de projecto, nomeadamente a definição adequada de propriedades geotécnicas envolvendo técnicas de simulação probabilística e de análise de risco, parece estar a tornar-se uma necessidade inapelável para melhorar a capacidade de previsão de comportamentos futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

EUROCODE 2 - Design of concrete structures. (2004).

Almeida e Sousa, Jorge (1998). *Túneis em maciços terrosos.*Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.

Alonso, E. E.; Gens, A.; Josa, A (1990). *A constitutive model for partially saturated soils.* Géotechnique, Vol. 40, N. 3, pp. 405-430.

Assis, André (2004). *Development of Urban Underground Infrastructures in the world. 18th National TAC Conference.* 26-28 September 2004. http://www.ita-aites.org/cms/fileadmin/filemounts/general/pdf/ItaAssociation/ProductAndPublication/ConfPapersExCo/TAC2004-AA.pdf.

ASTM (1994). *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.*

ASTM (1998). *Standard test methot for Direct shear test of soils under consolidated drained conditions.*

Babendererde, Sigmund; Hoek, Evert; Marinos, Paul; Cardoso, António Silva (2004). *Geological Risk in the use of TBMs in heterogeneous rock masses - The case o "Metro do Porto"and the measures adopted.* Proc. Geotechnical Risks in rock tunnels, Aveiro-Portugal, 16/17 April 2004.

Barros, J. M. C. (1997) (1997). *Módulo de distorção dinâmico em solos tropicais.*Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo.

Bishop, A. W.; Alpan, I.; Blight, G. E.; Donald, I. B. (1960). *Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils.* Proc. American soiciety of Civil Engineeres research conference on shear strength of cohesive soils, Boulder, Colorado, Vol. 1 pp. 505-532.

Bishop, A. W.; Donald, I. B. (1961). *The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus*. Proc. 5th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 13-21.

Bolton, M. D. (1986). *The strength and dilatancy of sands*. Géotechnique, Vol. 36, N. 1, pp. 65-78.

Brooks, R. H.; Corey, A. T. (1964). *Hydraulic properties of porous media.* Civil Engineering Department - Colorado State University.

Burland, John B. (1989). *Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is beautiful" - The stiffness os soils at small strains*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 26, N. 4, pp. 499-516.

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.

Cardoso, António Silva (1986). *Ensaios triaxiais dos solos residuais da cidade do Porto*. Geotecnia, Vol. N. 47, pp. 22.

Cardoso Jr., Carlos Resende (2006). *Estudo do comportamento de um solo residual de gnaisse não saturado para avaliar a influência da infiltração na estabilidade de taludes.*Tese de Mestrado, Departamento de engenharia de estruturas e fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

CJC, Engenharia e Projectos (2003). *Estação Salgueiros - Relatório Geológico-geotécnico*. Porto: Normetro

Metro do Porto, 2003.

Coelho, Sandra Maria Seixas (2007). *Caracterização de perfis de alteração de granito por diagrafias da monitorização dos parâmetros de furação em sondagens.*Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.

Costa, Carlos (2008). *Desenvolvimento de um sistema de controlo para ensaios triaxiais de solos.*Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

De Mello, V. F. B. (1971). *The Standard Penetration Test. State of the art report*. Proc. 4th Pan-AMerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico.

Décourt, L. (1992). *SPT in non classical material*. Proc. US/Brazil Geotechnical Workshop an Applications of Classical Soil Mechanics Principles in Structures Soil, Belo Horizonte, Vol. 1, pp. 67-100.

Décourt, L. (1989). *The Standard Penetration Test. State of the art report.* . Proc. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2405-2416.

Delage, Pierre (2004). *Experimental unsaturated soil mechanics. State of the art report*. Proc. Internationat Conference on Unsaturated Soils, Recife, 2002, Vol. 1, pp. 1-24.

Delage, P.; Suraj de Silva, G.P.R. ; De Laure, E. (1987). *Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés*. Proc. IXème Conf. Eur. Mécanique des Sols et Travaux de Fondations Dublin, Vol. 1, pp. 26-28.

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

Escario, V.; Juca (1989). *Shear strength and deformation of partly saturated soils*. Proc. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 43-46.

Escario, V.; Saez, J. (1986). *The shear strength of partly saturated soils*. Géotechnique, Vol. 36, N. 3, pp. 453-456.

Fahey, Martin; Carter, John P. (1993). *A finite element study of the pressuremeter test in sand using a non linear elastic plastic model*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, N. 5, pp. 348-362.

Fahey, Martin; Lehane, Barry; Stewart, Doug (2003). *Soil Stiffness for shallow foundation design in Perth CBD*. Australian Geomechanics, Vol. 38, N. 3, pp. 61-89.

Fahey, Martin; Randolph, M. F. (1984). *Effect of disturbance on parameters derived from self-boring pressuremeter tests in sand*. Géotechnique, Vol. 34, N. 1, pp. 81-97.

Fahey, Martin; Schneider, James A.; Lehane, Marry M. (2007). *Self-Boring Pressuremeter testing in spearwood dune sands*. Australian Geomechanics Journal, Vol. 42, N. 4, pp. 57-71.

Farrance, Wykeham *Unsaturated triaxial testing*. http://www.wfi.co.uk/pdf/wf_catalogue_double_wall_triaxial_cell.pdf.

Ferraz, Miguel (2009). *Desenvolvimento de Modelos para a Análise do Comportamento de Obras de Arte de Betão.*Tese de Doutoramento, Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Ferraz, Miguel; Faria, Rui; Figueiras, Joaquim (2004). *Modelo de fibras para análise de estruturas evolutivas de betão*. Proc. Betão Estrutural 2004, Porto, 17-19 Novembro 2004. Vol. 1, pp. 349-356.

Ferreira, C. (2008). *The use of seismic wave velocities in the measurement of stiffness of a residual soil.*Tese de Doutoramento, Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Ferreira, C.; Mendonça, A. A.; Viana da Fonseca, António (2004). *Avaliação da qualidade da amostragem em campos experimentais de solos residuais do granito do Porto*. Proc. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, Vol. 1, pp. 24-38.

Feuerharmel, C.; Gehling, W. Y. Y.; Bica, A. V. D. (2006). *The use of filter-paper and Suction-plate methods for determining the Soil-Water Characteristic Curve of Undisturbed Colluvium Soils*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 29, N. 5, pp. 419-425.

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

França, Pedro ; Taborda, David ; Pedro, António ; Almeida e Sousa, Jorge ; Topa Gomes, António (2006). *Estação Salgueiros do Metro do Porto: Aspectos executivos e estudo do comportamento*. Proc. III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Curitiba - Brasil, 27 a 31 Agosto 2006. Vol. 1, pp. 369-374.

França, Pedro R.; Franco, Sérgio G.; Andrade, José Carlos; Campanhã, Carlos A. (2004). *Estação Salgueiros em poço no metro do Porto: Modelação e Segurança*. Proc. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, 20-23 Abril 2004. Vol. 1, pp. 173-182.

Franco, Sérgio G.; Andrade, José Carlos; Campanhã, Carlos Augusto; França, Pedro T. (2004). *Estação do Marquês em poço no Metro do Porto: Modelação e Segurança*. Proc. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro, 20-23 Abril 2004. Vol. 1, pp. 163-172.

Fredlund, D. G. (1996). *The emergence of unsaturated soil mechanics*. November, 8. Texas A&M University.

Fredlund, D. G. (2006). *Unsaturated soils mechanics in engineering practise*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, N. 3, pp. 286-321.

Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R.; Widger, R. A. (1978). *The shear strength of unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, N. 3, pp. 313-321.

Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, inc.

Fredlund, D. G.; Xing, A. (1994). *Equations for the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, N. 3, pp. 521-532.

Fredlund, M. D.; Fredlund, D. G.; Wilson, G. W. (1997). *Estimation of unsaturated soil properties using a knowledge-based system*. Proc. ASCE - Fourth Congress on Computing Civil Engineering, Philadelphia, Pennsylvania, 16-18 June, 1997. Vol. 1, pp. 501-510.

Futai, Marcos Massao (2002). *Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados. Aplicação a um caso de voçorocamento.*Tese de Doutoramento, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Futai, Marcos Massao; Ito, William Hideki (2008). *Estudo da resistência de solos não saturados com medida directa de sucção*. Proc. IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Coimbra, portugal, Abril 2008. Vol. 1, pp. 327-334.

Gardner, W. R. (1958). *Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table*. Soil Science, Vol. 85, N. 4, pp. 228-232.

Geotechnical Engineering Office (2000). *Guide to site investigation*. Hong Kong.

Grammatikopoulou, A.; St John, Hugh; Potts, David M. (2008). *Non-linear and linear models in design of retaining walls*. Proceedings of Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering, Vol. 161, N. 6, pp. 311-323.

Guerra, Nuno Manuel da Costa (1999). *Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo Berlim por perda de equilíbrio vertical.*Tese de Doutoramento, Engenharia Civil, Universidade Técnica de Lisboa.

Gulhati, S.K.; Satija, D.J. (1981). *Shear strength of partially saturated soils.* Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Estocolmo, Vol. 1, pp. 609-612.

Haines, W. B. (1927). *A note on the physical properties of soils.* Journal of agricultural Science, Vol. 17, N. pp. 264-288.

Head, K. H. (1982). *Manual of soil laboratory testing - Volume 2 - Permeability, shear strength and compressibility tests.* Pentech Press limited.

Hilf, J. W. (1956). *An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils.*Tese de Doutoramento, US Dep. of Interior, Bureau of Reclamation, Design and construction division.

Ho, D.Y.F; Fredlund, D.G. (1982). *A multistage triaxial test for unsaturated soils.* Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 5, N. 1, pp. 18-25.

Ho, D.Y.F; Fredlund, D.G. (1982). *Strain rates for unsaturated soil shear strength testing.* Proc. 7th Southeast Asian Geotechnical Conference, Hong Kong,

Huat, Bujang B. K.; Ali, Faisal Hj.; Abdullah, Affendi (2005). *Shear strength parameters of unsaturated tropical residual soils of various weathering grades.* EJGE - Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 10, N. D.

Hughes, J. M. O.; Wroth, C. P.; Windle, D. W. (1977). *Pressuremeter tests in sands.* Géotechnique, Vol. 27, N. 4, pp. 455-477.

Hughes, T. J. R. (1980). *Generalisation of Selective Integration Procedures to Anisotropic and Nonlinear Media.* International Journal of Numerical Methods in Engineering, Vol. 15, N. 9, pp. 1413-1418.

Imai, T. ; Tonouchi, K. (1982). *Correlation of N value with S-wave velocity.* Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol. pp. 67-72.

International, Tunnels and Tunneling (2008). *Lessons from Brazil: Pinheiros examined.* http://www.tunnelsonline.info/story.asp?storycode=57792.

Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest.* Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Vol. N. pp. 355-358.

Janbu, N. (1963). *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests.* Proc. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19-25.

Jefferies, M. G.; Shuttle, D. A. (1995). *Disturbance does not prevent obtaining reliable parameters from SBP tests in clay.* Proc. International symposium on the Pressuremeter and its new avenues, Sherbrook, Canada, Vol. 1, pp. 177-183.

Jewell, R. A. (1989). *Direct shear tests on sand*. Géotechnique, Vol. 39, N. 2, pp. 309-322.

Jotisankasa, A.; Coop, M.; Ridley, A. M. (2007). *The development of a suction control system for a triaxial apparatus*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 30, N. 1, pp. 7.

Khalili, N.; Geiser, F.; Blight, G. E. (2004). *Effective stress in unsaturated soils: Review with new Evidence*. International Journal of Geomechanics, Vol. 4, N. 2, pp. 115-126.

Laloui, L.; Geiser, F.; Vulliet, L.; Li, X.L.; Charler, R.; Bolle, A. (1997). *Characterisation of the mechanical behaviour of an unsaturated sandy silt.* Proc. 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, Vol. 1, pp. 347-350.

Ledesma, A.; Romero, A. (1997). *Systematique backanalysis in tunnel excavation problems as a monitoring technique*. Proc. XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Leong, E. C.; He, L.; Rahardjo, H. (2002). *Factor affecting the filter paper method for total and matric suction measurements*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 25, N. 3, pp. 322-33.

Leong, E. C.; Rahardko, H. (1997). *Review of Soil-Water Characteristic Curve equations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, N. 12, pp. 1106-117.

Leroueil, S.; Hight, D. W. (2003). *Behaviour and properties of natural soils and soft rocks*. Proc. Characterisation and Engineering properties of natural soils, Vol. 1, pp. 29-236.

Lim, T.T; Rahardjo, H.; Chang, M. F.; Fredlund, D. g. (1996). *Effect of rainfall on matric suctions in a residual soil slope*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, N. 4, pp. 618-628.

Little, A. (1969). *The engineering classification of residual tropical soils*. Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 1, pp. 1-10.

Maâtouk, A.; Leroueil, S.; La Rochelle, P. (1995). *Yielding and critical state of a collapsible unsaturated silty soil*. Géotechnique, Vol. 45, N. 3, pp. 465-476.

Maffei, C. E.; Mello, L. G.; Nieble, C. M.; Sadowski, G. R.; Takahashi, J. (2008). *As causas do acidente da Estação Pinheiros da Linha 4 do Metrô de São Paulo.* http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/138/artigo102715-1.asp.

Mair, R. J (1993). *Unwin Memorial Lecture 1992. Developvments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations.* Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Vol. 93, N. 1, pp. 27-41.

Marinho, Fernando (2005). *Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados.*Provas de Livre Docência, Departamento de estruturas e Fundações - Universidade de São Paulo.

Marinho, Fernando A. M.; Oliveira, Orlando M. (2006). *The filter paper method revisited*. Geotechnical testing Journal, Vol. 29, N. 3, pp. 1-9.

Marsland, A.; Randolph, M. F. (1977). *Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London clay*. Géotechnique, Vol. 27, N. 2, pp. 217-243.

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

Matos Fernandes, Manuel (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e princípios fundamentais*. 1ª edição,

Mayne, P. W.; Schneider, J. A (2001). *Evaluating axial drilled shaft response by seismic cone. Foundations & Ground improvement*. ASCE.

Messerklinger, S.; Springman, S. M. (2007). *Local radial displacement measurements of soil specimens in a triaxial test apparatus using laser transducers*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 30, N. 6, pp. 1-12.

Ng, C. W. W.; Menzies, Bruce (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*. 1st edition, Taylor & Francis.

Ng, C. W. W.; Zhan, L. T.; Cui, Y. J. (2002). *A new simple system for measuring volume changes in unsaturated soil*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, N. 3, pp. 757-764.

Ng, C. W. W.; Zhan, L. T.; G., Bao. C.; G., Fredlund. D.; Gong, B. W. (2003). *Performance of an unsaturated expansive soil slope subjected to artificial rainfall infiltration*. Géotechnique, Vol. 53, N. 2, pp. 143-157.

Olivella, Sebastià; Gens, A.; Carrera, J.; Alonso, E. E. (1996). *Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media*. Engineering Computations, Vol. 13, N. 7, pp. 87-111.

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

Olivella, Sebastià; Vaunat, Jean; Garitte, Benoit; Pinyol, Nuria (2008). *Coupled THM ploblems in geotechnical engineering using CODE_BRIGHT-GiD*. Proc. 4rd GiD conference, Ibiza, Spain, pp. 10.

Oshaki, Y. ; Iwasaki, R. (1973). *On dynamic shear moduli and Poisson ratios of soil deposits*. Soils and Foundations, Vol. 13, N. 4, pp. 13.

Pinyol, Nuria; Vaunat, Jean; Alonso, E. E. (2007). *A constitutive model for soft clayey rocks that includes weathering effects*. Géotechnique, Vol. 57, N. 2, pp. 137-151.

Puller, Malcom (1996). *Deep excavations. A practical manual*. Thomas Telford Books, New York.

Puzrin, A. M.; Burland, John B. (1996). *A logarithmic stress-strain function for rocks and soils*. Géotechnique, Vol. 46, N. 1, pp. 157-164.

Rampino, C.; Mancuso, C.; Vinale, F. (2000). *Experimental behaviour and modelling of an unsatrated compacted soil*. Canadian Geotechnical journal, Vol. 37, N. 4, pp. 748-763.

Rampino, C.; Mancuso, C. ; Vinale, F. (1999). *Laboratory testing on an unsaturated soil : equipement, procedures, and first experimental results*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, N. 1, pp. 1-12.

Ridley, A. M.; Wray, W. K. (1995). *Suction measurement: a review of current theory and practices*. Proc. UNSAT 95, Paris, Vol. pp. 1293-1322.

Romero, Enrique (1999). *Characterisation and thermo-hydro mechanical behaviour of unsaturated boom clay: An experimental study.*Tese de Doutoramento, Departamento d'enginyeria del terreno e Cartogràfica, Universitat Politecnica de Catalunya.

Romero, Enrique (2005). *Experimental techniques for testing unsaturated materials*. http://muse.dur.ac.uk/1stMuseSchool/Romero.pdf.

Romero, E.; Facio, J. J.A.; Lloret, A.; Gens, A.; Alonso, E. E. (1997). *A new suction and temperature controlled triaxial apparatus*. Proc. 14th Int. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, Vol. 1, pp. 185-188.

Sandroni, S. S. (1991). *General report: Young Metamorphic Residual Soils*. Proc. IX Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Viña del Mar, Chile, Vol. 4, pp. 1771-1788.

Santamarina, J. Carlos (2001). *Soil Behavior at the microsclae: Particle forces*. Proc. Symposium Soil Behavior and Soft Ground construction, in honor of Charles C. LAdd, MIT, October. Vol. 1, pp. 25-56.

Skempton, A. W. (1986). *Standard Penetration testing procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation.* Géotechnique, Vol. 36, N. 3, pp. 425-443.

Sloan, S. W.; Booker, J. R. (1986). *Removal of singularities in Tresca and Mohr-Coulomb yield functions*. Applied Numerical Methods, Vol. 2, N. pp. 173-179.

Timoshenko, Stephen P.; Woinowsky Krieger, S. (1959). *Theory of plates and shells*. 2nd edition, McGraw-Hill International Editions,

Topa Gomes, António (1998). *Túneis urbanos sujeitos a solicitações não uniformes. O túnel do largo do Carregal.*Tese de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Topa Gomes, António; Cardoso, António Silva; Almeida e Sousa; Andrade, José Carlos; Campanhã, Carlos Augusto (2008). *Design and behavior of Salgueiros Station for Porto Metro*. Proc. 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, VA, 11-16 August, 2008.

Topa Gomes, António; Ferraz, Miguel ; Faria, Rui ; Figueiras, Joaquim ; Cardoso, António Silva (2007). *Análise do comportamento diferido e não-linear geométrico de uma escora de betão armado da estação de Metro de Salgueiros*. Proc. CMNE/CILAMCE 2007, Porto, 13-15 June 2007. Vol. 1, pp. 675.

Topa Gomes, António; Gaspar, António; Monteiro, João; Malato, Pedro (2002). *Obras subterrâneas do Metro do Porto - Aspectos geotécnicos*. Proc. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 4, pp. 2217-2234.

Topa Gomes, António; Viana da Fonseca, António; Costa, Carlos; Gabriel, Joaquim (2008). *Desenvolvimento de um equipamento para realização de ensaios triaxiais em condições não saturadas*. Proc. XI Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, 8-11 April 2008. Vol. 1, pp. 133-140.

Topa Gomes, António ; Viana da Fonseca, António ; Fahey, Martin (2008). *Self-boring pressuremeter in Porto residual soil – test results and numerical modelling.* Proc. International Soil Characterization - ISC'3, Taiwan, 1-4 April 2008. Vol. 1, pp. 1193-1201.

Topa Gomes, António; Viana da Fonseca, António; Fahey, Martin (2008). *Stiffness parameters for a granite residual soil in Salgueiros station for Porto Metro*. Proc. Fourth International Symposium on Deformation characteristics of Geomaterials, Atlanta, Unites States of America, September, 22-24, 2008. Vol. 1, pp. 221-228.

Van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predictiong the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Soc. American Journal, Vol. 44, N. pp. 892-898.

Vanapalli, S. K.; Fredlund, D. G. (2000). *Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength*. Proc. Advances in unsaturated geotechnics, GEODENVER, Denver, Colorado, Vol. 1, pp. 143-159.

Vanapalli, S. K.; Fredlund, D. G.; Pufahi, D. E.; Clifton, A. W. (1996). *Model for prediction of shear strength with respect to soil suction*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, N. 3, pp. 379-392.

Vaunat, Jean; Olivella, Sebastià (2002). *Code_Bright/GID: A 3-D program for thermo-hydro-mechanical analysis in geological media*. CIMNE.

Viana da Fonseca, António (2008). *Caracterização de solos residuais em projecto geotécnico assistido por ensaios.*Provas de Agregação, Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Viana da Fonseca, António (2003). *Characterising and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite in Porto*. Balkema.

Viana da Fonseca, António (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas.*Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Viana da Fonseca, António; Almeida e Sousa, J. (2001). *At rest coefficient of earth pressure in saprolitic soils from granite*. Proc. XIV International COnference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istambul, Vol. 1, pp. 397-400.

Viana da Fonseca, António; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Santos, J. A.; Almeida, F.; Pereira, E.; Feliciano, J.; Grade, J.; Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from*

granite combining geological, geophysical and mechanical testing. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 24, N. 5, pp. 1307-1348.

Viana da Fonseca, António; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Tuna, C.; Costa, E.; Santos, J. A. (2004). *Geotechnical characterization of a residual soil profile: the ISC'2 experimental site, Porto*. Proc. Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Porto, Vol. 2, pp. 1361-1370.

Viana da Fonseca, António; Coutinho, Roberto (2008). *Characterization of residual soils*. Proc. The 3rd International Conference on Site Characterizatiom, Taiwan, 1-4 April 2008. Vol. 1, pp. 195-248.

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

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

Viana da Fonseca, António; Vieira de Sousa, J.; Cruz, N. (2001). *Correlations between SPT, CPT, DPL, PMT, DMT, CH, SP and PLT tests results on typical profiles of saprolitic soils from granite* Proc. International confereence of in situ measurement of soil properties & case histories, Bali, Indonesia, Vol. 1, pp. 557-584.

Vieira de Sousa, J. Fernando (2002). *Modelação de Ensaios de Carga considerando a Variação da Rigidez dos Solos em Profundidade. Parametrização Recorrente de Ensaios Complementares in situ e em Laboratório.*Tese de Mestrado, Engenharia Civil, Universidade do Porto.

Wheeler, S.J.; Sivakumar, V. (1995). *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*. Géotechnique, Vol. 45, N. 11, pp. 35-53.

Williams, J.; Prebble, R. E.; Williams, W. T.; Hignett, C. T. (1983). *The influence of texture, structures and clay mineralogy on the soil moisture characteristics*. Australian Journal of soil Research, Vol. 21, N. 1, pp. 15-32.

Yu, P.; Richardt, F.E. (1984). *Stress ratio effects on shear modulus of dry sands*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, N. 3, pp. 331-335.

Anexo 1

PARÂMETROS ELÁSTICOS PARA ENSAIOS TRIAXIAIS COM ALÍVIO DA TENSÃO LATERAL

Devido ao carácter axissimétrico dos ensaios triaxiais, quando se varia a tensão de confinamento variam-se as tensões em duas direcções do espaço, pelo que as deformações medidas passam a ter influência directa do módulo de deformabilidade do terreno, E, e do coeficiente de *Poisson,* ν . No que se segue apresenta-se a determinação destes parâmetros, assumindo um solo isotrópico, para ensaios triaxiais em quo o provete se leva à rotura por alívio da tensão de confinamento, mantendo-se constante a tensão vertical.

De acordo com a teoria da elasticidade, a relação entre os incrementos de tensão e extensão é governada por:

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_{xx} \\ \delta\varepsilon_{yy} \\ \delta\varepsilon_{zz} \\ \delta\varepsilon_{yz} \\ \delta\varepsilon_{zx} \\ \delta\varepsilon_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E & . & . & . \\ -\nu/E & 1/E & -\nu/E & . & . & . \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & . & . & . \\ . & . & . & 1/G & . & . \\ . & . & . & . & 1/G & . \\ . & . & . & . & . & 1/G \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta\sigma_{xx} \\ \delta\sigma_{yy} \\ \delta\sigma_{zz} \\ \delta\tau_{yz} \\ \delta\tau_{zx} \\ \delta\tau_{xy} \end{bmatrix} \qquad \text{A1.1}$$

Devido ao carácter axissimétrico do ensaio e ao facto de, para a trajectória escolhida, a única tensão que varia ser a tensão de confinamento na câmara, chega-se às duas seguintes equações, em que as variáveis no plano horizontal possuem o índice r.

$$\delta\varepsilon_r = \frac{\delta\sigma_r}{E} \cdot (1-\nu) \qquad \text{A1.2}$$

$$\delta\varepsilon_z = -2\nu \frac{\delta\sigma_r}{E} \qquad \text{A1.3}$$

Resolvendo estas equações em ordem a ν e a E, obtém-se:

$$\nu = \frac{\delta\varepsilon_z}{\delta\varepsilon_z - 2\delta\varepsilon_r} \qquad \text{A1.4}$$

$$E = \frac{\delta\sigma_r}{\delta\varepsilon_r}(1-\nu) \qquad \text{A1.5}$$

$$E = -2\nu\frac{\delta\sigma_r}{\varepsilon_z} \qquad \text{A1.5}$$

Anexo 2

CORRECÇÃO DE MEMBRANA

Durante os ensaios triaxiais, os provetes sofrem uma deformação lateral que é de alguma forma contrariada pela membrana, produzindo assim uma tensão lateral, adicional. De forma a se obterem resultados mais próximos da realidade, deve ser subtraída uma parcela à tensão de confinamento, descontando o efeito da resistência adicional conferida pela membrana.

Kenkel and Gilbert (1982), citados por Head (1982) chegaram ao seguinte valor para a correcção da membrana:

$$c_M = \frac{0{,}4M\varepsilon(100-\varepsilon)}{D}(kPa) \qquad \text{A2.1}$$

em que c_M representa a correcção da membrana, em *kPa*, M o módulo de deformabilidade da membrana, em *N/mm*, e D o diâmetro da membrana, em *mm*.

Head (1982) sugere um procedimento para a determinação do módulo M da membrana, bastante simples, realizado à custa de uns pesos e medindo-se o alongamento. No âmbito desta dissertação, tendo presente a proximidade do Laboratório de Geoossintécticos, usou-se o equipamento existente nesta unidade para o ensaio de tracção de geossintécticos de modo a obter-se este parâmetro.

Apresenta-se seguidamente o procedimento utilizado para a membrana de *100* mm de diâmetro, de modo pormenorizado, sendo que para a membrana de 70 *mm* apenas se apresentarão os resultados.

Cortou-se uma faixa de *100 mm* de largura, de forma a se medir a deformabilidade na mesma direcção a que a membrana se deforma durante o ensaio, e marcou-se uma distância central de 200 *mm*. Tratando-se de uma membrana de 100 *mm* de diâmetro, a amostra fica então com um comprimento de 31,4 *cm* pelo que sobram quase 6 *cm* de cada lado para as pegas. Colocada a membrana na máquina de tracção (Figura A2.1), esta foi ensaiada a uma taxa de deformação constante – 20 *mm/min* – tendo-se obtido o gráfico força *versus* extensão apresentado na Figura A2.2.

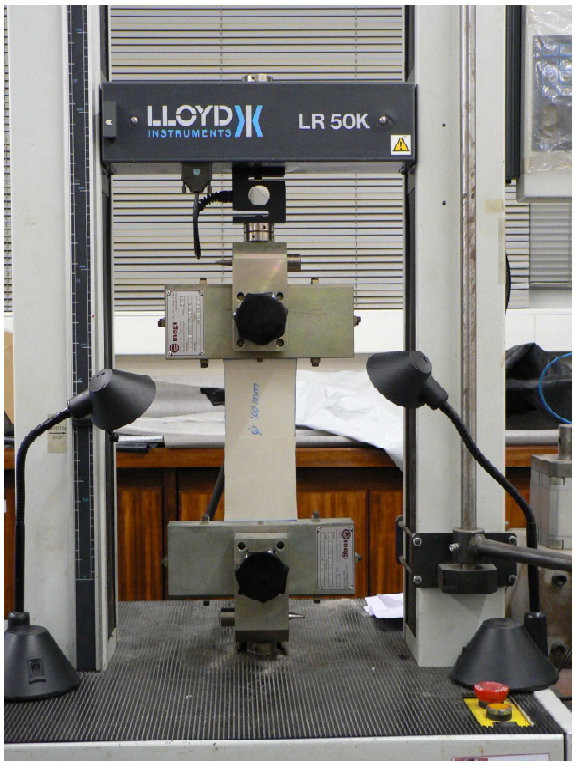


Figura A2.1 – Membrana colocada na máquina de tracção

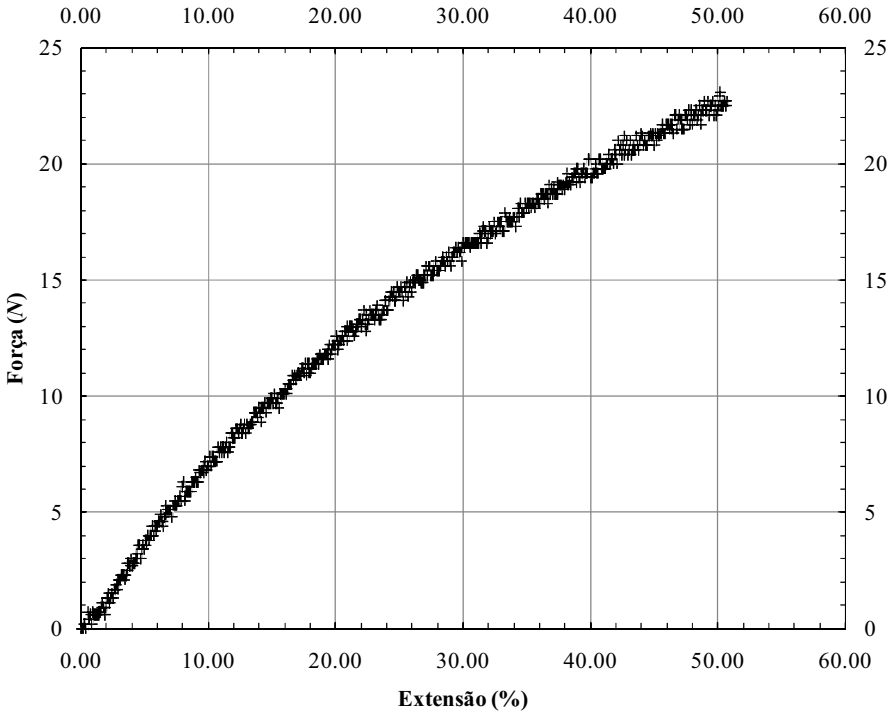


Figura A2.2 – Curva Força vs extensão global – Membrana de 100 *mm*

A figura mostra que para extensões relativamente elevadas a membrana começa a exibir um comportamento não linear e que, no troço inicial apresenta uma menor rigidez. Este aspecto resulta de se ter colocado a membrana com alguma folga nas pegas, pelo que é necessário algum

movimento destas para se começar a traccionar a membrana. Em face do gráfico anterior, o ajuste foi realizado retirando o troço inicial da curva, até uma extensão de 2%, e até um limite de extensão de 10%. Este limite corresponde, na figura, sensivelmente ao fim do troço inicial com comportamento linear elástico e a um limite razoável para extensões radiais nos materiais comuns. A Figura A2.3 apresenta a curva Força *versus* extensão para o intervalo desta variável atrás apresentado.

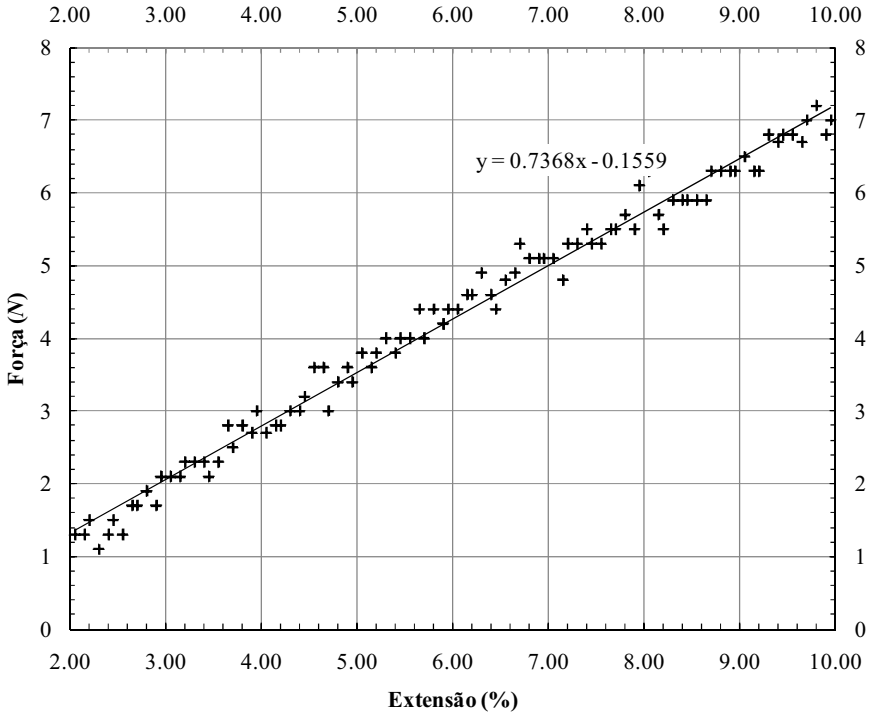


Figura A2.3 – Curva Força vs extensão para o intervalo de extensões considerado no ajuste (2% - 10%)

Como se constata pela recta que melhor aproxima os dados experimentais, o declive desta é de 0,74. Considerando que as extensões estão apresentadas em percentagem e que a membrana ensaiada possuía uma largura de 100 *mm*, resulta:

$$M = \frac{0{,}74}{100} \times 100 = 0{,}74 N / mm \qquad \text{A2.2}$$

Refira-se ainda que com um equipamento de elevada precisão se mediu a espessura desta membrana, tendo-se obtido o valor de 0,42 *mm*.

Membrana de 70 *mm*

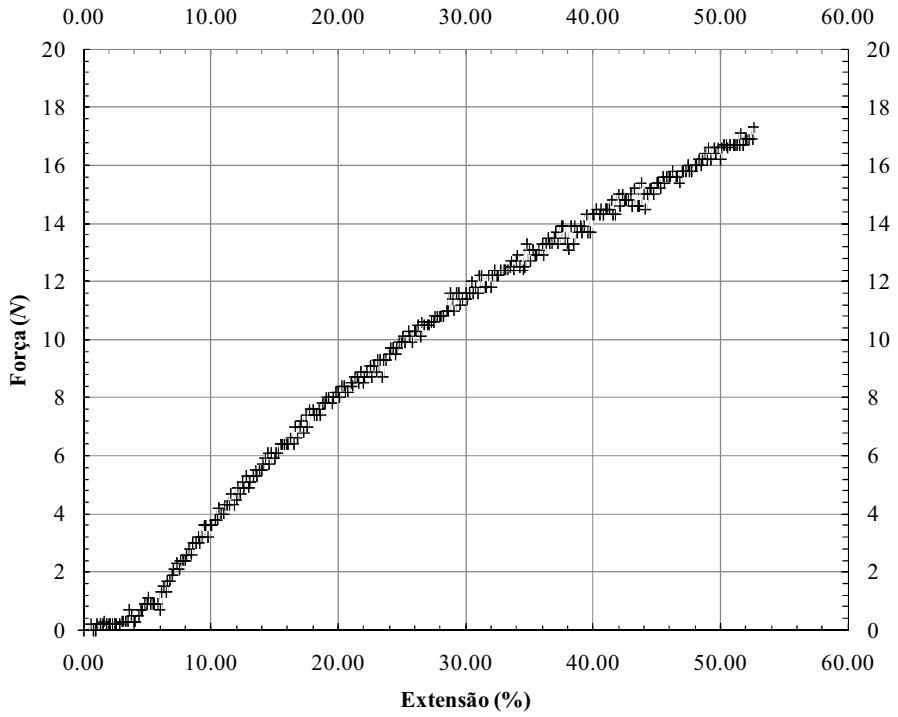


Figura A2.4 – Curva Força vs extensão global – Membrana de 70 *mm*

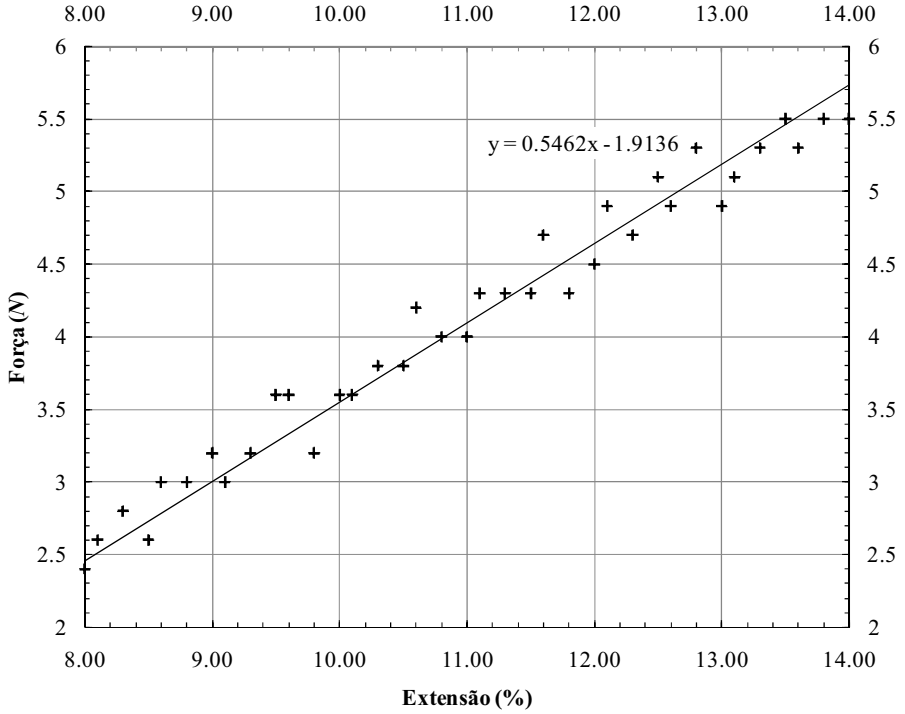


Figura A2.3 – Curva Força vs extensão para o intervalo de extensões considerado no ajuste (8% - 14%) – Membrana de 70 *mm*

$$M = \frac{0{,}55}{100} \times 100 = 0{,}55 N / mm \qquad \text{A2.3}$$