

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO OBSERVADO DA CONTENÇÃO PERIFÉRICA DA ESTAÇÃO DOS ALIADOS DO METRO DO PORTO

Parametrização e modelação numérica

JOÃO RODRIGO ALMEIDA QUINTELA

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

Orientador: Prof. Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

FEVEREIRO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TEL. +351-22-508 1901

FAX +351-22-508 1446

✉ MIEC@FE.UP.PT

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2007/2008 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

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

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

*Some people see things as they are, and say why?
I dream things that never were, and say why not?*

Shawn, George (1856-1950)

As palavras eternizam momentos, momentos de nada, palavras de tudo...

Monteiro, Ana (2007)

AGRADECIMENTOS

A realização do presente trabalho contou com a colaboração de algumas pessoas e instituições que, directa ou indirectamente, o tornaram possível. Gostaria de expressar a minha gratidão a todas elas, não podendo deixar de realçar algumas que, de uma forma mais preponderante, deram o seu contributo:

- À Metro do Porto e à Normetro pela autorização para utilização dos dados relativos ao projecto e ao acompanhamento da contenção da Estação dos Aliados, sem os quais este trabalho nunca teria sido possível;
- À Viaponte, Lda. pela disponibilidade em fornecer informações relativas ao projecto;
- Ao Professor António Viana da Fonseca, orientador do trabalho, pelo encorajamento na escolha do tema e pela amizade demonstrada, tendo evidenciado com entusiasmo e empenho uma disponibilidade ilimitada e um apoio incondicional;
- À secção de Geotecnia da FEUP pelas excelentes condições de trabalho proporcionadas, facilitando a sua concretização;
- À Sara Rios pela sua prontidão no esclarecimento de pequenas dúvidas que foram surgindo, pela disponibilização de alguns documentos e pela paciência na ajuda prestada, sempre que foi necessário;
- Aos funcionários do Laboratório de Geotecnia da FEUP, nomeadamente ao Sr. Armando Pinto, pela simpatia que sempre me abordaram e pela disponibilização contínua de todos os dados laboratoriais, permitindo que o trabalho tenha sido realizado no tempo previsto;
- A todos os meus colegas de mestrado e amigos que, ao longo deste curto período de tempo, comigo partilharam os seus conhecimentos e o mesmo espaço, ajudando a conseguir ultrapassar, de uma forma mais fácil, alguns contratempos que foram surgindo;
- Ao Professor Martin Fahey (UWA), pelo conhecimento transmitido em relação à simulação numérica de ensaios triaxiais, na sua curta estadia pelo Porto;
- Ao Professor Francisco Piqueiro que, mais uma vez, possibilitou o enriquecimento da ilustração do trabalho, através da disponibilização de algumas das suas fotografias aéreas;
- Aos meus pais, pelo estímulo e apoio que sempre me confiaram, tendo em vista o contínuo desenvolvimento da minha formação.

RESUMO

Este trabalho, realizado no âmbito da defesa da tese para a obtenção do grau de mestre em Eng.^a Civil pela FEUP, incidiu sobre a modelação e retro-análise do comportamento observado na contenção periférica da estação dos Aliados do Metro do Porto. Esta obra, de invulgares proporções (em planta e em profundidade) foi construída nas formações graníticas típicas da cidade do Porto, tendo a escavação sido realizada ao abrigo de contenções periféricas, de que uma cortina de estacas de betão armado multiancorada foi a solução mais envolvente. Esta cortina foi instrumentada durante a sua construção, com algum detalhe numa secção em particular. Foram recolhidas amostras de solo de grande qualidade no decurso da escavação e conduzidos ensaios em laboratório sob bom controlo de grandezas, tendo sido possível testar parâmetros e modelos de cálculo que foram usados no projecto.

Ao longo deste trabalho foi feita a caracterização geológica-geotécnica da zona de implantação da estação, baseada em ensaios *in situ*, nomeadamente SPT, e na experiência da caracterização deste tipo de solos feita em trabalhos anteriores (Viana da Fonseca, 1988, 1996). Após esta caracterização foram analisados os pressupostos de parametrização provenientes de uma modelação constitutiva à luz de ensaios realizados em laboratório. Essa análise foi feita através de cálculos conduzidos a partir das soluções estruturais e do faseamento construtivo efectivamente realizado, tendo sofrido pequenas alterações ao projecto. Foi feita uma simulação numérica através de um software comercial, o Plaxis[®], recorrendo aos modelos de Mohr-Coulomb e “*Hardening-Soil*”.

A partir do conhecimento dos resultados da instrumentação levada a cabo, foi escolhida a secção cuja instrumentação apresentou bons registos, situada num dos paramentos da contenção que envolvia maciços mais alterados e com maior desenvolvimento em profundidade. Procedeu-se, posteriormente, a uma retro-análise e a uma definição de modelos ajustados aos resultados dos ensaios realizados, tendo também em conta a existência de uma campanha de prospecção e de monitorização bastante relevante.

PALAVRAS-CHAVE: Solos residuais, Retro-análise, Escavações multiancoradas, Modelos constitutivos, Ensaio triaxiais.

ABSTRACT

This study was made to obtain the degree of master in the Civil Engineer by FEUP, focused on the modelling and back-analysis of the observed behaviour in the Aliados' station of Metro do Porto's peripheral retaining wall. This work, with unusual proportions (in plant and in depth), was built in the typical city of Porto's granite formations, and the excavation was carried out with peripheral retaining walls, being the multianchored concrete pile wall the most involving solution. This curtain was instrumented during its construction, with some detail in a particular section. Some high quality soils' samples were collected in the course of excavation and some laboratorial tests were conducted under good control of quantities, which allowed testing parameters and modelling calculations that were used in the design.

Throughout this work, geotechnical and geological characterization was done in the area where the station would be placed, based on *in situ* tests, including SPT, and the experience of this type of soil characterization done in previous works (Viana da Fonseca, 1988, 1996). After this characterization, the assumptions of parameterization were analyzed from a constitutive modelling based on some laboratory tests. This analysis was done with calculations, conducted from structural solutions and from the constructive sequence actually done, and suffered small modifications to the design. It was made a numerical simulation using commercial software, the Plaxis[®], using the Mohr-Coulomb and "Hardening-Soil" models.

From the knowledge of the instrumentation's data, it was chosen one section, where the instrumentation showed good data, situated in one part of the retaining wall that involves more changed masses and with more depth development. It was made, then, a back-analysis and a definition of adjusted models to the tests data, also taking into account the existence of a very relevant prospecting and monitoring campaign.

KEYWORDS: Residual soils, Back-Analysis, Multianchored retaining walls, Constitutive models, Triaxial test.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	XIX
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE PROJECTO E DA RETRO-ANÁLISE.....	5
2.1. DESCRIÇÃO DA OBRA	5
2.1.1. IMPORTÂNCIA DA OBRA	5
2.1.2. CONDICIONAMENTOS	6
2.1.3. SOLUÇÕES ADOPTADAS EM PROJECTO.....	10
2.2. DESCRIÇÃO DAS CONTENÇÕES UTILIZADAS	11
2.3. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO LOCAL	12
2.3.1. FUNDAMENTAÇÃO DO MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EM PROJECTO	12
2.4. TIPOS DE MACIÇOS ENVOLVIDOS NA ESCAVAÇÃO E CONTENÇÕES.....	16
2.5. DESCRIÇÃO DOS HORIZONTES CONSIDERADOS.....	16
2.6. SECÇÃO ESTUDADA PARA AFERIÇÃO DE CRITÉRIOS DE PROJECTO	18
2.6.1. BREVE DESCRIÇÃO	18
2.6.2. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	18
2.6.3. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO.....	19
2.6.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO CONSIDERADO	20
2.6.5. CONDIÇÕES HIDROGEOLÓGICAS.....	23
2.7. ANEXOS AO CAPÍTULO 2	24
2.7.1. LOG DA SONDAGEN S-AL-9	25
2.7.2. LOG DA SONDAGEN BHS5.....	29
2.7.3. PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DE SONDAGENS E PERFIS TRANSVERSAIS	33
2.7.4. PERFIL TRANSVERSAL B-B'	35
2.7.5. PERFIS TRANSVERSAIS C-C' E H-H'	37

3 CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS E PARAMETRIZAÇÃO PARA A ANÁLISE NUMÉRICA.....	39
3.1. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	39
3.1.1. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO	40
3.1.2. ENSAIOS TRIAXIAIS	41
3.1.3. ENSAIOS EDOMÉTRICOS	49
3.1.4. ENSAIOS DE PERMEABILIDADE.....	50
3.2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS UTILIZADOS	50
3.2.1. MODELO DE MOHR-COULOMB	51
3.2.2. MODELO HIPERBÓLICO	53
3.2.3. HARDENING SOIL MODEL.....	56
3.3. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS SOLOS	59
3.3.1. ATERRO.....	59
3.3.2. GRANITO W5	60
3.3.3. GRANITO W5-W4	61
3.3.4. GRANITO W3-W4	83
3.3.5. PARÂMETROS CONSIDERADOS	84
3.4. ANEXOS AO CAPÍTULO 3.....	85
3.4.1. APROXIMAÇÕES HIPERBÓLICAS UTILIZADAS PARA OS RESTANTES ENSAIOS.....	85
3.4.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO TRIAXIAL.....	87
4 MODELAÇÃO E RETRO-ANÁLISE DOS RESULTADOS	97
4.1. MODELAÇÃO DA ESCAVAÇÃO	97
4.1.1. DESCRIÇÃO DA GEOMETRIA, MALHAS, TIPOS DE ELEMENTOS E MATERIAIS	97
4.1.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO CONSIDERADO NA ANÁLISE NUMÉRICA	99
4.2. RESULTADOS OBTIDOS E RETRO-ANÁLISE	102
4.2.1. INCLINÓMETRO VERTICAL	102
4.2.2. INCLINÓMETRO HORIZONTAL.....	103
4.2.3. MARCAS TOPOGRÁFICAS	105
4.2.4. CÉLULAS DE CARGA	108
5 COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES	111

6 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	121
BIBLIOGRAFIA	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Esboço da carta geológica portuguesa (http://rop.ineti.pt/rop/).....	1
Figura 2.1 – Avenida dos Aliados, nos anos 40 e antes da construção da estação (Jorge, F., 2000).....	6
Figura 2.2. – Modelo 3D da Estação dos Aliados (http://www.metrodoporto.pt).....	7
Figura 2.3 – Zona de implantação da estação inserida no meio urbano, durante a construção (©F. Piqueiro/Foto Engenho, Lda, 2003).	8
Figura 2.4 – Pormenor das infra-estruturas existentes no início da escavação (Morgado <i>et al.</i> , 2007).....	9
Figura 2.5 – Perspectiva actual da Avenida, após estar concluída a construção da estação (Morgado <i>et al.</i> , 2007).	9
Figura 2.6. – Esquema geral da contenção, (NORMETRO, 2002a).....	11
Figura 2.7 – Imagens do “Rio da Vila” que passa sob a Avenida dos Aliados, (http://www.ribeirasdoporto.pt).	13
Figura 2.8 – Exemplo de sondagens recolhidas (SAL_1), (fotografias de Viana da Fonseca, 2001).....	15
Figura 2.9. – Zona estudada (a vermelho) e a estaca instrumentada (a verde) – adaptação da Figura 2.6.....	18
Figura 2.10 – Corte esquemático da secção estudada, (NORMETRO, 2002a).....	20
Figura 2.11 – As várias fases da escavação previstas em projecto para serem executadas.	22
Figura 2.12 – Sobre-escavação à cota 56.50 m, (fotografias de Viana da Fonseca, 2003).	23
Figura 2.13 – Faseamento executado em obra, pormenor da fase 6.....	23
Figura 2.14 – Exemplo de um piezómetro instalado na obra.	24
Figura 3.1 – Imagem do bloco retirado para ensaio no LabGeo®, (fotografia de Viana da Fonseca, 2003).....	39
Figura 3.2 – Perspectivas do bloco no laboratório para a retirada dos provetes.	40
Figura 3.3 – Curva Granulométrica obtida através do bloco.	40
Figura 3.4 – Exemplo dos provetes ensaiados: lado esquerdo Triax 5 e lado direito Triax 6 com pormenor da instrumentação através de LDT's, (fotografia de Ferreira, 2007).	44
Figura 3.5 – Curva tensão-deformação (Triax 1, σ_v decrescente e σ_h constante).....	45
Figura 3.6 – Exemplo do provete Triax 1, que foi ensaiado à extensão.....	45
Figura 3.7 - Curva tensão-deformação (Triax 2, σ_v constante e σ_h decrescente).....	46
Figura 3.8 – Exemplo do provete Triax 2, que foi ensaiado à compressão.....	46
Figura 3.9 – Curvas da tensão-deformação e variação volumétrica (Triax 3, compressão clássica, σ_v crescente).....	47

Figura 3.10 – Curvas da tensão-deformação e variação volumétrica (Triax 4, compressão clássica, σ'_v crescente).	48
Figura 3.11 – Curvas da tensão-deformação e variação volumétrica (Triax 5, compressão clássica, σ'_v crescente).	48
Figura 3.12 – Curvas da tensão-deformação e variação volumétrica (Triax 6, compressão clássica, σ'_v crescente).	49
Figura 3.13 – Representação da trajectória de tensões no espaço de invariantes de tensões p' , q . ..	49
Figura 3.14 – Curvas obtidas nos ensaios edométricos (Edo 1 e Edo 2).	50
Figura 3.15 – Modelo elástico perfeitamente plástico.	51
Figura 3.16 – Critério de cedência de Mohr-Coulomb.	52
Figura 3.17 – Definição dos vários módulos de deformabilidade.	52
Figura 3.18 – Aproximação de um ensaio de um solo através de uma hipérbole.	53
Figura 3.19 – Linearização da lei hiperbólica.	54
Figura 3.20 – Linearização da expressão de Janbu (1963).	55
Figura 3.21 – Aproximação hiperbólica para o caso anisotrópico (adaptado de Rios Silva, 2007).	56
Figura 3.22 – Envoltentes de cedência: a) por corte, b) por compressão (Brinkgreve <i>et. al.</i> , 2004). ..	56
Figura 3.23 – Representação tridimensional da superfície de cedência para um solo sem coesão.	57
Figura 3.24 – Relação hiperbólica tensão-deformação num ensaio triaxial de compressão drenado.	57
Figura 3.25 – Recta que permite tirar os valores de referência e o valor de m	59
Figura 3.26 – Envoltente de rotura retirada dos ensaios triaxiais.	61
Figura 3.27 – Variação volumétrica no ensaio de compressão. Forma de tirar o valor da dilatância.	62
Figura 3.28 – Obtenção da dilatância a partir do ensaio triaxial Triax 4.	63
Figura 3.29 - Obtenção da dilatância a partir do ensaio triaxial Triax 6.	63
Figura 3.30 – Linearização do ensaio Triax 6, para retirar os parâmetros hiperbólicos a e b	64
Figura 3.31 – Linearização do ensaio para pequenas deformações do Triax 6 (entre 0,05% e 0,2%).	64
Figura 3.32 – Aproximações hiperbólicas a partir dos parâmetros a e b da Figura 3.30.	65
Figura 3.33 - Aproximações hiperbólicas para pequenas deformações a partir dos parâmetros a e b da Figura 3.30.	65
Figura 3.34 – Aproximações hiperbólicas consideradas.	66
Figura 3.35 - Aproximações hiperbólicas para pequenas deformações (até 0,2%).	66
Figura 3.36 – Determinação do valor de E_{50} para a pressão de referência igual a 100 kPa.	68
Figura 3.37 – Determinação do módulo de recarga (Triax 4).	69

Figura 3.38 – Determinação do módulo de recarga (Triax 5).	69
Figura 3.39 - Determinação do módulo de recarga (Triax 6).	70
Figura 3.40 - Determinação do valor de E_{ur} para a pressão de referência igual a 100 kPa.	70
Figura 3.41 – Determinação do E_{oed}^{ref} para Edo 1.	72
Figura 3.42 - Determinação do E_{oed}^{ref} para Edo 2.	74
Figura 3.43 – Malha para a simulação do ensaio edométrico.	75
Figura 3.44 – Comparação entre os dois ensaios edométricos (Edo 1 e Edo 2) e o Plaxis®.	76
Figura 3.45 – Retro-análise do ensaio edométrico Edo 1 na carga e descarga.	76
Figura 3.46 - Retro-análise do ensaio edométrico Edo 2 na carga e descarga.	77
Figura 3.47 - Malha para a simulação do ensaio triaxial.	78
Figura 3.48 – Calibração entre os resultados do ensaio e os obtidos através do Plaxis®.	78
Figura 3.49 – Calibração entre os resultados do ensaio e os obtidos através do Plaxis®.	79
Figura 3.50 - Calibração entre os resultados do ensaio e os obtidos através do Plaxis®.	80
Figura 3.51 – Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 4).	80
Figura 3.52 - Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 4).	81
Figura 3.53 - Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 4).	81
Figura 3.54 - Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 5).	82
Figura 3.55 - Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 5).	82
Figura 3.56 - Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 6).	83
Figura 3.57 – Comparação entre os resultados obtidos pelo Plaxis®.	83
Figura 3.58 – Linearização e respectivas aproximações hiperbólicas para o ensaio TRIAX 1.	85
Figura 3.59 - Linearização e respectivas aproximações hiperbólicas para o ensaio TRIAX 2.	86
Figura 3.60 - Linearização e respectivas aproximações hiperbólicas para o ensaio TRIAX 3.	86
Figura 3.61 - Linearização e respectivas aproximações hiperbólicas para o ensaio TRIAX 4.	86
Figura 3.62 - Linearização e respectivas aproximações hiperbólicas para o ensaio TRIAX 5.	87
Figura 3.63 – Malha utilizada com os pontos gaussianos escolhidos.	88
Figura 3.64 – Deformada da malha, quando o provete entra em rotura.	88
Figura 3.65 – Curva tensão-deformação dos vários pontos da malha.	89
Figura 3.66 – Deformação volumétrica dos vários pontos da malha.	89
Figura 3.67 – Distribuição e tipo de pontos existentes no provete.	90
Figura 3.68 – Malha utilizada para a 2ª simulação do ensaio, com as dimensões reais do provete. ...	90
Figura 3.69 - Deformada da malha, quando o provete entra em rotura.	91
Figura 3.70 - Curva tensão-deformação dos vários pontos da malha e respectiva localização, na 2ª simulação.	91

Figura 3.71 - Deformação volumétrica dos vários pontos da malha e respectiva localização, na 2ª simulação.	92
Figura 3.72 - Distribuição e tipo de pontos existentes no provete, na 2ª simulação.....	92
Figura 3.73 – Superfície de rotura obtida: a) numa modelação axissimétrica (cones de rotura); b) num ensaio triaxial de compressão convencional (plano de rotura).	93
Figura 3.74 – Comparação entre os Pontos C do modelo axissimétrico e o plano de deformação.	93
Figura 3.75 – Comparação entre os Pontos C do modelo axissimétrico e o plano de deformação.	94
Figura 3.76 – Distribuição das deformações de corte através do modelo plano de deformação.	94
Figura 3.77– Comparação entre a 1ª e a 2ª simulação.....	95
Figura 3.78 – Comparação entre a 1ª e a 2ª simulação.	95
Figura 4.1 – Malha de elementos finitos base para a simulação numérica da escavação.	99
Figura 4.2 – Passos para a definição das pressões neutras em cada uma das fases (Ex: Fase 10).	100
Figura 4.3 – Faseamento Construtivo considerado.	101
Figura 4.4 – Comparação entre os deslocamentos obtidos no Plaxis® e através do inclinómetro.	103
Figura 4.5 – Disposição dos inclinómetros horizontais (IH1 e IH2), à esquerda, com pormenor do IH2, à direita.....	104
Figura 4.6 - Comparação entre os assentamentos obtidos no Plaxis® e através do inclinómetro.	104
Figura 4.7 – Exemplo de uma marca topográfica situada à superfície.	105
Figura 4.8 – Pormenor do inclinómetro horizontal com o alvo situado na viga de coroamento.	105
Figura 4.9 – Deslocamentos verticais observados na viga e obtidos no cálculo pelo Plaxis®	106
Figura 4.10 - Deslocamentos horizontais observados na viga e obtidos no cálculo pelo Plaxis®.	106
Figura 4.11 - Comparação entre os assentamentos obtidos no Plaxis® e através das marcas.	107
Figura 4.12 - Comparação entre os assentamentos obtidos pelo cálculo no Plaxis® e de uma marca.	107
Figura 4.13 – Exemplo de uma célula de carga associada a uma ancoragem.	108
Figura 4.14 – Esforços obtidos para o 1º nível de ancoragens.....	109
Figura 4.15 – Esforços obtidos para o 3º nível de ancoragens.....	109
Figura 4.16 - Esforços obtidos para o 5º nível de ancoragens.	110
Figura 5.1 – Evolução dos deslocamentos horizontais ao longo de cada uma das fases.....	112
Figura 5.2 - Evolução dos assentamentos à superfície ao longo de cada uma das fases.	112
Figura 5.3 – Cálculo dos volumes deslocados por metro de desenvolvimento, adaptado de Fortunato, 1994.....	113
Figura 5.4 – Deformada do modelo após a última fase.	114
Figura 5.5 – Comparação entre o nível freático definido e o considerado pelo Plaxis® (Fase 14).....	115

Figura 5.6 – Posição do nível freático devido à variação do valor do coeficiente de permeabilidade (Fase 13).	116
Figura 5.7 – Comparação dos assentamentos à superfície na Fase 13, fazendo variar o coeficiente de permeabilidade.....	116
Figura 5.8 - Representação do campo dos vectores deslocamento na Fase 3.	117
Figura 5.9 – Pormenor da ancoragem instrumentada situada no 1º nível de ancoragens.....	118
Figura 5.10 – Distribuição das deformações de corte (“Shear Strains”) no maciço.	119
Figura 5.11 - Distribuição das deformações volumétricas (“Volumetric Strains”) no maciço.	119
Figura 6.1 – Comparação dos deslocamentos horizontais, tendo em conta a sobre-escavação.	122
Figura 6.2 – Evolução dos deslocamentos horizontais devido à fluência.	123

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1– Graus de alteração (ISRM, 1981 – Reproduzido de NORMETRO, 2002a).	14
Quadro 2.2 – Graus de Fracturação (ISRM, 1981 – Reproduzido de NORMETRO, 2002a).	14
Quadro 2.3 – Perfil adoptado para a zona em estudo.	19
Quadro 2.4 – Quadro resumo com as características das ancoragens.....	20
Quadro 2.5 – Posição do nível da água registado pelos piezómetros.....	24
Quadro 3.1 – Quadro resumo com os índices físicos determinados em cada um dos provetes.	41
Quadro 3.2 – Características dos ensaios triaxiais realizados.	43
Quadro 3.3 – Quadro resumo das aproximações hiperbólicas efectuadas nos ensaios.....	67
Quadro 3.4 – Valor do E_{50} retirado de cada um dos ensaios.	68
Quadro 3.5 - Valor do E_{ur} retirado de cada um dos ensaios.....	70
Quadro 3.6 – Características do ensaio Edo 1.	71
Quadro 3.7 – Características do ensaio Edo 2.	73
Quadro 3.8 – Valor de m determinado, a partir dos três módulos de deformabilidade considerados.	74
Quadro 3.9 – Quadro resumo dos parâmetros característicos do terreno.	85
Quadro 4.1 – Datas previstas para a realização das fases utilizadas na simulação numérica.	100

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

LETRAS LATINAS

A

- a - constante ou expoente genérico
- parâmetro definidor da hipérbole q vs ε_a no modelo hiperbólico

$A_{s_{horiz}}$ - armadura horizontal a colocar na cortina multiancorada

$A_{s_{vert}}$ - armadura vertical a colocar na cortina multiancorada

B

- b - constante ou expoente genérico
- parâmetro definidor da hipérbole q vs ε_a no modelo hiperbólico

C

c' - coesão efectiva

D

D - diâmetro

E

e - índice de vazios

E - módulo de deformabilidade do solo
- módulo de elasticidade do betão

E_0 - módulo de deformabilidade máximo

E_{50} - módulo de deformabilidade secante a 50% da carga de rotura

E_{50}^{ref} - módulo de deformabilidade secante a 50% da carga de rotura definido para uma tensão de confinamento de referência p^{ref}

$E_{c,28}$ - módulo de elasticidade do betão ao fim de 28 dias

EDO 1 a 2 - designação dos provetes submetidos ao ensaio edométrico

E_{oed} - módulo edométrico

E_{oed}^{ref} - módulo edométrico definido para uma tensão de confinamento de referência p^{ref}

E_{ti} - módulo de deformabilidade tangente inicial

E_{ur}	- módulo de deformabilidade em descarga-recarga
E_{ur}^{ref}	- módulo de deformabilidade em descarga-recarga definido para uma tensão de confinamento de referência p^{ref}
F	
F1-F5	- graus de fracturação de rochas segundo a ISRM
f_s	- resistência lateral unitária no ensaio CPT
H	
h	- profundidade de escavação - altura total da cortina
I	
I	- Inércia da secção transversal da cortina
K	
k	- constante de Janbu (1963)
K_0	- coeficiente de impulso em repouso
k_x	- coeficiente de permeabilidade na direcção xx
k_y	- coeficiente de permeabilidade na direcção yy
L	
$L_{spacing}$	- espaçamento longitudinal das estacas
M	
m	- parâmetro que traduz a dependência da rigidez com a tensão de confinamento definido no modelo "Hardening Soil Model" (HSM) equivalente ao parâmetro n da fórmula de Janbu (1963).
m_v	- coeficiente de compressibilidade unidimensional
N	
n	- constante de Janbu (1963)
N_{SPT}	- número de pancadas na segunda fase do ensaio SPT
xx	

n_{ti} - constante de Janbu (1963)

P

p' - tensão média efectiva ($\sigma'_1 + 2\sigma'_3$)/3

p_a - pressão atmosférica

p_p - tensão isotrópica de pré-consolidação

p_{ref} - tensão de confinamento de referência

Q

q - tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$)

q_0 - tensão de desvio na consolidação

q_c - tensão de desvio na consolidação

q_f - tensão de desvio correspondente à rotura no ensaio triaxial (modelo hiperbólico)

q_{max} - assíntota da lei hiperbólica

R

r - raio da estaca

R_f - coeficiente de rotura

RMR - sistema de classificação geomecânica "Rock Mass Rating"

RQD - percentagem de recuperação de material recolhido numa sondagem: "Rock Quality Designation"

S

s - espaçamento longitudinal das ancoragens

S - grau de saturação de um provete

T

TRIAX 1 a 5 - designação dos provetes submetidos ao ensaio triaxial

U

u - pressão neutra

W

- W - peso próprio da cortina
- W1-W5 - graus de alteração de rochas segundo a ISRM

X

- X - função adoptada para conseguir a linearização do ensaio hiperbólico
- x - abcissa genérica
- x_0 - abcissa da curva hiperbólica correspondente à anulação da tensão de desvio

Y

- y - ordenada genérica
- y_0 - ordenada da curva hiperbólica correspondente à anulação da deformação axial

Z

- z - profundidade de recolha da amostra

LETRAS GREGAS

- γ - peso volúmico do solo
- γ_c - peso volúmico do betão
- γ_d - peso volúmico do solo seco
- γ_s - peso volúmico das partículas sólidas
- γ_{sat} - peso volúmico do solo saturado
- γ_{DMT} - peso volúmico do solo deduzido do ensaio DMT
- γ_w - peso volúmico da água
- ϵ - extensão ou deformação
- ϵ_a - deformação axial
- $\epsilon_{a\ rot}$ - deformação axial na rotura
- ϵ_1 - deformação principal máxima
- ϵ_2 - deformação principal média
- ϵ_3 - deformação principal mínima

ε_1^e	- deformação principal máxima (elástica)
ε_v	- deformação volumétrica
ϕ	- diâmetro dos varões da armadura da estaca
ϕ'	- ângulo de resistência ao corte
ν	- coeficiente de Poisson
ν_{ur}	- coeficiente de Poisson em descarga-recarga (parâmetro avançado do HSM)
σ'_f	- tensão efectiva na rotura
σ'_h	- tensão efectiva horizontal
σ'_{hc}	- tensão efectiva horizontal de consolidação
σ'_{vc}	- tensão efectiva vertical de consolidação
σ'_v	- tensão efectiva vertical
σ'_1	- tensão principal máxima
σ'_2	- tensão principal média
σ'_3	- tensão principal mínima
τ_f	- tensão tangencial na rotura
ω	- teor em água
ψ'	- ângulo de dilatação

INSTITUIÇÕES

CSIR	- Counsil of Scientific and Industrial Research (Bieniawsky, 1974)
LabGeo	- Laboratório de Geotecnia da FEUP
FEUP	- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
ISRM	- International Society for Rocks Mechanics

ENSAIOS IN SITU

SPT	- <i>Standard Penetration Test</i> (ensaio de penetração standard, com o amostrador de Terzaghi)
-----	--

INSTRUMENTAÇÃO

I	- inclinómetro vertical
IH	- inclinómetro horizontal

M - marcas topográficas

OUTROS

EC2 - Eurocódigo 2

HSM - Hardening Soil Model

LDT - *Local Deformation Transducers* (transdutores de deformações locais)

NF - Nível Freático

1

INTRODUÇÃO

Ao longo do tempo, os espaços subterrâneos são alvo de uma ocupação cada vez mais intensiva. Deste modo, surge cada vez mais a necessidade de se conhecer o comportamento dos diferentes solos para um correcto e eficaz dimensionamento de todo o tipo de estruturas de suporte. Cada região apresenta uma geologia particular e os maciços residuais do granito são o tipo de solos que assumem um particular destaque no Norte de Portugal e, particularmente, na zona do Porto, tal como demonstra a carta geológica de Portugal (Figura 1.1). Nesta figura é notória a mancha vermelha, representativa das rochas ígneas onde se inclui o granito, que cobre grande parte da área Noroeste de Portugal.

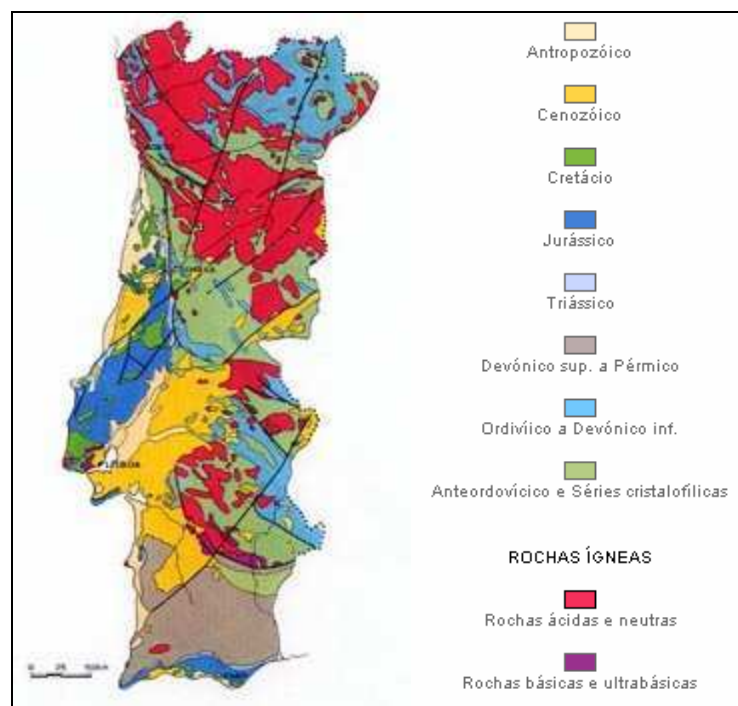


Figura 1.1 – Esboço da carta geológica portuguesa (<http://rop.ineti.pt/rop/>).

Este tipo de solos tem sido caracterizado e estudado nos últimos anos, de modo a adquirir-se uma consolidada experiência sobre os parâmetros a adoptar em projecto. As pressões laterais das terras em estruturas de retenção são difíceis de quantificar através dos métodos tradicionais neste tipo de solos, por não se ter registos fundamentados, tendo como consequência que estas sejam muitas vezes sobredimensionadas. Na realidade, há a sensação de que se vêm adoptando elevados factores de

segurança no projecto de estruturas de contenção, havendo uma atitude bastante conservativa no dimensionamento, que não se traduz obrigatoriamente em maior confiança. Esta posição conservativa deve-se essencialmente à diferença entre um menos bom conhecimento de comportamento dos solos residuais e a alguma confiança em relação à maioria dos solos tradicionais granulares e coesivos. Será importante conseguir a adopção de modelos simplificados que possam caracterizar da melhor maneira estes solos baseados em ensaios *in situ* e laboratoriais.

Para se conhecer melhor este comportamento dos solos, foram analisados os vários registos da instrumentação de uma secção da escavação para a construção da estação de Metro dos Aliados. Esta monitorização permitiu ter um conhecimento do comportamento da estrutura de contenção utilizada no decurso da escavação e nas várias fases do processo, tendo sido possível fazer uma retro-análise deste comportamento com uma modelação através de um software comercial de elementos finitos (Plaxis®). Este código incorpora alguns modelos mais complexos, como é o caso do modelo “*Hardenig-Soil*”, além do conhecido modelo de Mohr-Coulomb, sendo que, para a definição destes modelos, foram utilizados resultados significativos de ensaios de laboratório efectuados (triaxiais e edométricos) sobre amostras indeformadas.

Este trabalho tenta, desta forma, fazer uma parametrização geotécnica dos solos envolvidos na obra estudada. Numa parte inicial é feita uma apresentação sucinta da obra, na generalidade, com a apresentação das suas características e com uma breve exposição das soluções de projecto e de retro-análise adoptadas para a estrutura de contenção da escavação. É apresentado o modelo geológico-geotécnico adoptado, bem como uma descrição da secção que foi estudada e, posteriormente, modelada. É apresentado o faseamento construtivo que estava previsto e o que realmente foi depois executado.

Em seguida, é efectuada uma caracterização dos materiais e a sua respectiva parametrização. São descritos e apresentados os resultados dos ensaios de laboratório realizados (triaxiais e edométricos) com o objectivo de determinar os parâmetros do solo. Os ensaios de laboratório foram igualmente modelados através do software utilizado (Plaxis®), o que permitiu conhecer a diferença de comportamento do modelo utilizado em relação ao comportamento laboratorial de um solo com os parâmetros conhecidos e determinados em conjugação com os resultados provenientes desses mesmos ensaios de laboratório (a forma como se procedeu à modelação de ensaios no Plaxis® envolveu também uma atenção especial, nomeadamente na melhor maneira de se fazer a discretização da malha, condições fronteira e processo de carregamento do ensaio triaxial). A modelação dos ensaios foi importante para se poderem realizar pequenos ajustes na avaliação dos parâmetros determinados, de modo a que o comportamento numérico vá de encontro ao comportamento laboratorial.

Através do conhecimento das características principais dos horizontes que constituem o maciço, é feita a modelação da escavação utilizando como base a secção escolhida, numa tentativa de se fazer uma simulação ajustada à realidade observada. Assim mesmo, os resultados dos deslocamentos e dos esforços nas ancoragens obtidos da simulação numérica são confrontados com os resultados obtidos, registados pela instrumentação. Essa confrontação permitiu tirar algumas conclusões sobre os pressupostos feitos e sobre as considerações a ter quando se dimensiona uma estrutura semelhante à estudada, tal como a adopção dos parâmetros representativos do solo para este tipo de estruturas. É feita uma análise dos resultados e são feitas algumas chamadas de atenção para alguns aspectos que podem influenciar a previsão do comportamento da estrutura, quando se faz uma modelação numérica deste tipo, bem como são apontadas algumas incorrecções cometidas na modelação, que poderão justificar alguns valores encontrados menos ajustados.

Por fim, é feita uma enumeração de alguns trabalhos e de algumas análises, a serem desenvolvidas futuramente, e que podem ajudar a perceber o comportamento das estruturas de contenção nestes solos residuais. Dentro destas análises destaca-se a observação da importância da fluência e a sua influência neste tipo de solos e neste tipo de contenções utilizadas.

2

DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE PROJECTO E DA RETRO-ANÁLISE

2.1. DESCRIÇÃO DA OBRA

2.1.1. IMPORTÂNCIA DA OBRA

A estação de Metro dos Aliados, inserida na linha amarela (Linha D), é uma das mais importantes estações da obra do Metro do Porto, em geral. Esta importância deve-se ao facto desta zona do Porto confundir-se com a própria história da cidade nos últimos 200 anos.

A avenida dos Aliados (Figura 2.1) foi traçada no início do século XIX por um inglês, Barry Parker, e edificada segundo o arquitecto portuense Marques da Silva. Esta avenida desde logo tomou a designação de *boulevard* do Porto e foi, sem dúvida, o maior espaço público urbano projectado na cidade invicta até então. Tratava-se da avenida central da cidade, de gosto cosmopolita, ladeada por fachadas de edifícios ao gosto *beaux-artiano*, abrindo espaço para a renovação da cidade, na altura uma cidade marcadamente burguesa. Nos últimos anos a Avenida dos Aliados, conhecida como a sala de visitas da cidade, começou continuamente a degradar-se, apresentando passeios desnivelados, pedras que entretanto já não existiam, jardins pouco cuidados, etc. (<http://palavras-arquitectura.com>)

O projecto da construção da estação do metro assumia-se, então, como uma importante oportunidade para revitalizar não só a própria avenida, como também a baixa da cidade sujeita continuamente a obras de manutenção.



Figura 2.1 – Avenida dos Aliados, nos anos 40 e antes da construção da estação (Jorge, F., 2000).

2.1.2. CONDICIONAMENTOS

Ao fazer-se passar o metro na Avenida dos Aliados, este teria que ser subterrâneo. Deste modo a estação teria que ser enterrada. Duas opções se colocavam para a construção da estação: uma passava por construir um poço de ataque para a construção da estação e das galerias através de uma obra puramente subterrânea, enquanto outra passava pelo método *cut and cover*. A solução adoptada foi a segunda, por ser mais económica e viável, havendo a necessidade de se fazer a escavação de toda a área de implantação que iria ser necessária para a construção da estrutura da estação. Esta implantação tem, como na maioria das estações executadas com escavações a céu aberto, as dimensões de 75x25 m (correspondente a uma área de 1875 m²), sendo esta a área praticamente coincidente com a área necessária ao nível do cais (<http://www.metrodoporto.pt>).

Ao optar por este tipo de construção houve a necessidade de ter em conta diversos tipos de condicionamentos (geométricos e topográficos, geológico-geotécnicos, hidráulicos, estruturais, existência de estruturas vizinhas, construtivos, etc.) para o desenvolvimento do estudo do projecto da estação. Estes condicionamentos, identificados na “Memória Descritiva do Projecto” desenvolvido pela Viaponte, Lda. (NORMETRO, 2002a), encontram-se sucintamente descritos a seguir, reportando a esse texto que serviu de base a este trabalho.

O projecto da estação dos aliados (Figura 2.2) teve de obedecer à definição planimétrica e altimétrica preconizadas nas Plantas Guias Funcionais e nos desenhos do Trabalho do Projecto e Arquitectura, o que viria a condicionar a geometria da contenção. A zona de implantação da estação apresenta uma inclinação de Norte para Sul da ordem dos 5%, acompanhada pelo coroamento da estação.

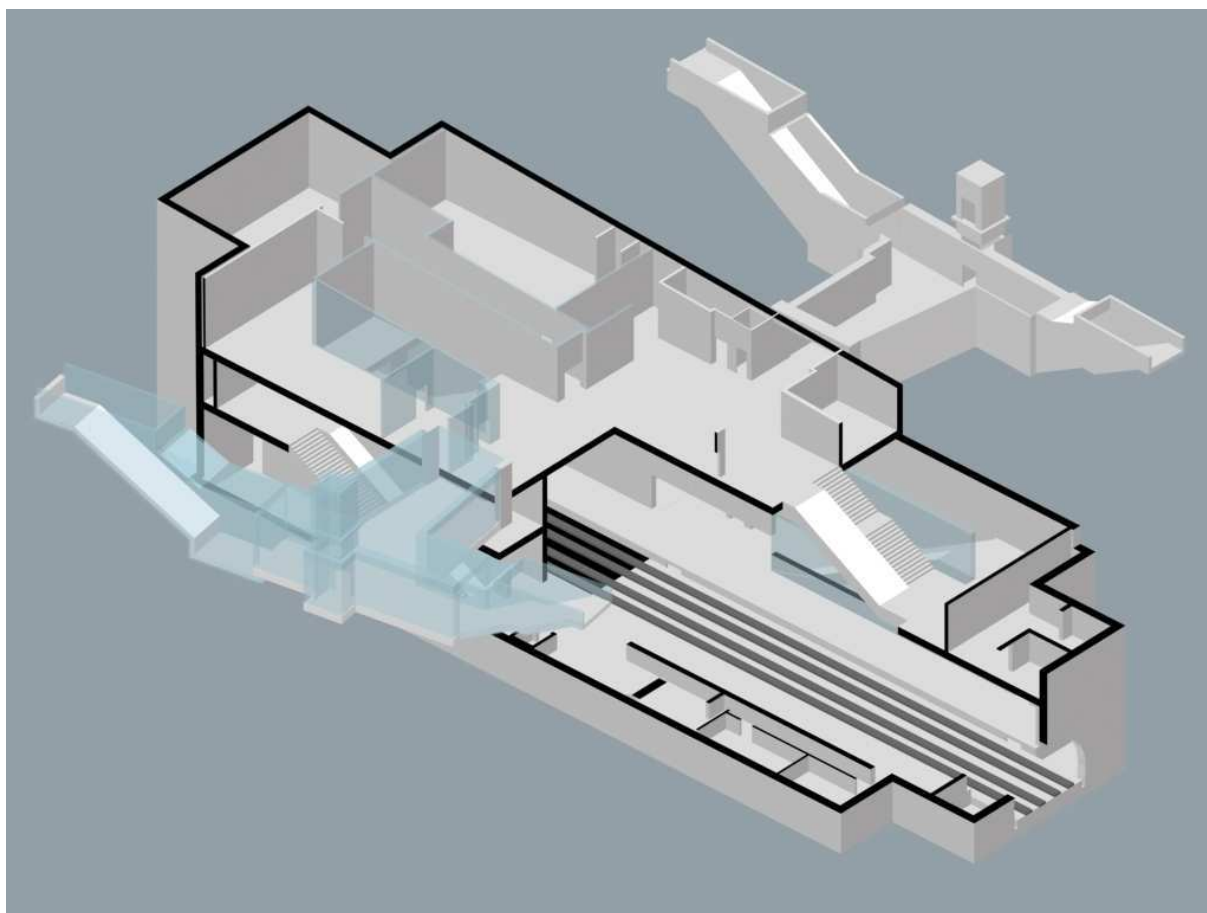


Figura 2.2. – Modelo 3D da Estação dos Aliados (<http://www.metrodoporto.pt>).

Foi desenvolvido um modelo geológico com base nas informações de um relatório realizado pela empresa NORMETRO (2000) e numa série de sondagens mistas (à percussão e à rotação), realizadas, sob pedido da equipa projectista, de forma a obter amostras representativas dos materiais do subsolo. Este modelo apresenta uma heterogeneidade significativa (Viana da Fonseca *et al.*, 2003; Marques *et al.*, 2004), normalmente, sempre graus de alteração elevados (entre W4 e W5).

A posição do nível freático é, também ele, variável oscilando entre as cotas 64.00 e 71.00 metros, situando-se a cerca de 3 metros da superfície em anos mais pluviosos. No entanto nota-se que o nível freático acompanha o declive da superfície, na direcção Norte-Sul.

Como se disse atrás, a escavação iria ocupar um terreno com forte envolvimento com artérias importantes da cidade, onde o tráfego de pessoas e de veículos, tanto de ligeiros como também de pesados, é intenso, havendo mais incidência da presença de transportes colectivos (Figura 2.3).



Figura 2.3 – Zona de implantação da estação inserida no meio urbano, durante a construção (©F. Piqueiro/Foto Engenho, Lda, 2003).

Além deste facto, na Avenida dos Aliados existem algumas das edificações mais emblemáticas da cidade do Porto. Estas destacam-se essencialmente pela sua possante concepção arquitectónica, marcando a época em que foram construídas. O edifício da Caixa Geral de Depósitos, da Câmara Municipal do Porto, do Edifício do Banco Borges e Irmão, etc., são exemplos de edifícios de grande porte que se encontram perto do local onde se implantou a estação. Estas estruturas, ao que se apurou na altura, não estavam fundadas em solos altamente compressíveis. Deste modo, o rebaixamento do nível freático não induziu, à partida, danos nos edifícios devido a assentamentos (este estudo foi objecto de um trabalho específico da equipa projectista, NORMETRO, 2002b). As galerias de acesso à estação que se iriam desenvolver nos limites da avenida, praticamente apenas às fronteiras dos edifícios que a cerceiam, também ofereceram cuidados especiais em relação aos movimentos induzidos pela escavação, mas não foram considerados neste trabalho de tese. No que diz respeito às outras infra-estruturas enterradas, estas encontram-se devidamente caracterizadas pelo projecto e escavação.



Figura 2.4 – Pormenor das infra-estruturas existentes no início da escavação (Morgado *et al.*, 2007).

No fundo, foi objectivo da obra encurtar o prazo de execução desta o mais possível para não limitar excessivamente os acessos à zona e ter cuidados adicionais para minimizar os efeitos da descompressão da estação e o consequente assentamento nos maciços adjacentes.

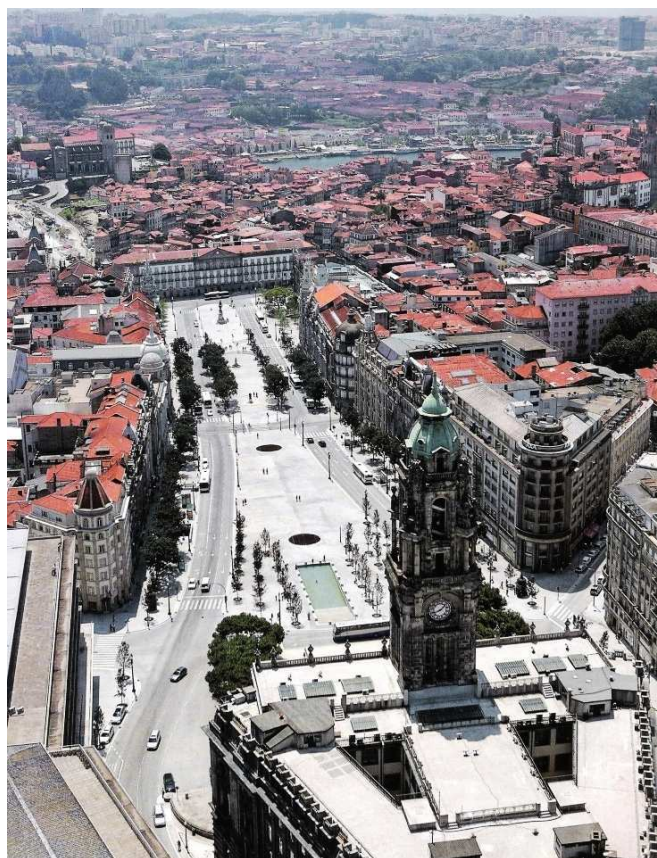


Figura 2.5 – Perspectiva actual da Avenida, após estar concluída a construção da estação (Morgado *et al.*, 2007).

2.1.3. SOLUÇÕES ADOPTADAS EM PROJECTO

Na zona dos Aliados foram identificados claramente duas zonas tipológicas que impõem condições próprias para a selecção dos processos construtivos: uma mais resistente constituída essencialmente por materiais graníticos W3 e outra dominada por maciços mais alterados com graus de alteração de W5 e W5-W4, bem como aterros de pequena expressão e uma lente aluvionar localizada marginalmente no extremo nordeste.

Estas duas tipologias conduziram à adopção de duas técnicas de contenção pelos projectistas: a primeira em pregagens na zona sudoeste da estação numa extensão limitada e a segunda uma estrutura de contenção em betão armado multiancorada no terreno.

Contenção através de pregagens

Este tipo de contenção foi essencialmente utilizado em zonas menos alteradas do maciço. Dentro deste sistema adoptaram-se duas soluções (NORMETRO, 2002a). Um dos sistemas é constituído por pregagens de comprimento variável (nunca inferiores a 6 m de comprimento) e com 25 mm de diâmetro espaçadas de 1 m e associadas a uma película de 5 cm de betão armado. Um outro sistema de pregagens com o dobro do espaçamento (2 m), com comprimentos semelhantes, mas com 32 mm de diâmetro foi ainda considerado em projecto, sendo a grande diferença entre as soluções o facto desta última apresentar duas películas de 5 cm de betão armado com uma rede malhas sol AQ38 entre as camadas.

Para garantir maiores níveis de estabilidade neste tipo de maciços terrosos foi considerado o encaminhamento da água para fora da face do talude de escavação. Deste modo seriam aliviadas as pressões neutras nos maciços terrosos e os maciços rochosos seriam também aliviados das forças de percolação nas juntas e nas descontinuidades mais sensíveis (NORMETRO, 2002a). Para garantir uma correcta drenagem, instalaram-se drenos no interior do maciço, afastados de 5 m para captar a água e conduzi-la à base da escavação em cada fase para ser posteriormente bombada. Nos casos em que se previam usar paredes de betão projectado, a água foi colectada através de uma malha de barbacãs instalados antes das projecções, escoando a água pela face até ao fundo de escavação.

Contenção através de um sistema estrutural com apoios em ancoragens activas

Uma solução deste tipo foi considerada nas zonas subjacentes ao aterro dominadas por um granito muito alterado a decomposto (W5) e/ou muito fracturado. Nesta questão, a experiência acumulada em solos graníticos da região do Porto foi condicionante, tendo servido de exemplo para esta contenção outras obras semelhantes no empreendimento do Metro do Porto, como por exemplo a estação da Av. de França. Foi constatado que este tipo de soluções era muito mais favorável que a aplicação de uma cortina de paredes moldadas no terreno, onde deveriam ser encontradas dificuldades na escavação de alguns painéis. Esta situação iria levar a quebras de rendimento consideráveis e (ou) grandes irregularidades na espessura, como aconteceu nas estruturas de contenção das escavações para a Casa da Música, no âmbito do Porto 2001, e Estação 24 de Agosto, do Metro do Porto.

A melhor relação custo/desempenho foi conseguida pelos projectistas, através de uma cortina de estacas de betão armado com 1,00 m de diâmetro afastadas entre eixos de 1,40 m na maior parte da contenção activa. Numa pequena periferia a Sul as estacas têm 0,80 m de diâmetro e afastamento entre eixos de 1,00 m. Entre estacas foi aplicado betão com 0,15 m de espessura, após a montagem de uma malha ($A_{s_{vert}} \phi 8/0,15$ e $A_{s_{horiz}} \phi 8/0,15$). Antes da aplicação desta malha e do betão projectado foram colocados drenos encostados à face do terreno para controlar os impulsos da água sobre a cortina.

Houve casos onde não se aplicou a malha electrosoldada devido à boa estabilidade entre estacas. Esta situação já tinha sido verificada em situações semelhantes noutras estações (Ex: Avenida de França).

2.2. DESCRIÇÃO DAS CONTENÇÕES UTILIZADAS

Atendendo ao acima exposto e ainda à topografia da zona, recorreram-se a três soluções de contenção diferentes dispostas como a Figura 2.6 mostra.

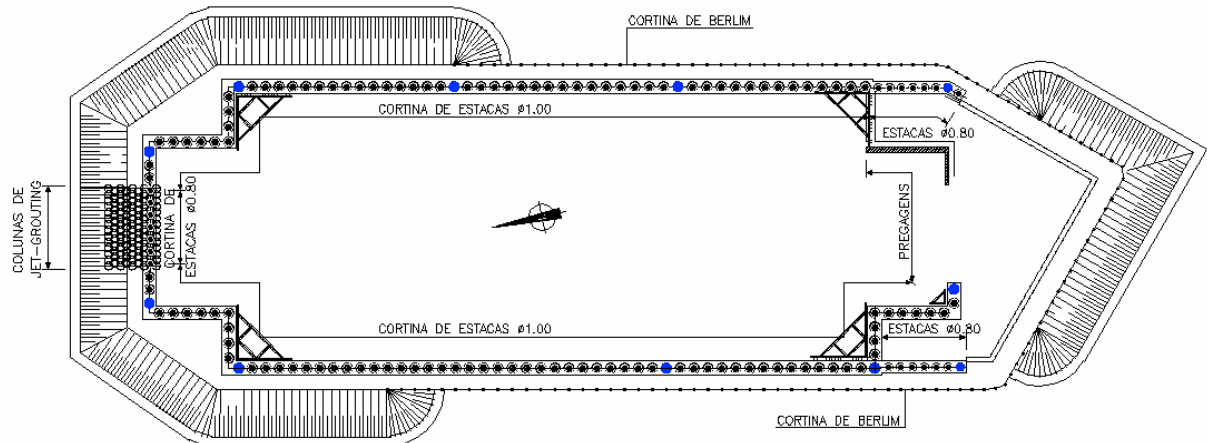


Figura 2.6. – Esquema geral da contenção, (NORMETRO, 2002a).

Analisando a figura anterior, as soluções de contenção adoptadas foram:

Contenção definitiva por estacas

Esta foi a solução utilizada na maioria dos paramentos, sendo genericamente envolvente nos paramentos situados a Nascente (incluindo Sudeste), a Norte (onde também existiu uma zona de maciço a tratar com Jet-Grouting) e a Poente. Esta solução foi utilizada nas zonas onde o granito era mais alterado e decomposto subjacente a um tecto de aterro relativamente heterogéneo e consistiu na utilização de estacas verticais moldadas até a uma profundidade variável com um mínimo de 2,5 m abaixo do fundo de escavação a realizar. Esta contenção suportou um desnível médio da ordem dos 22 m, pelo que foram previstos 6 níveis de ancoragens activas, podendo este número variar em função do extracto W4 ou W4-W3 relativamente ao fundo de escavação. As ancoragens entre as estacas foram dispostas em alinhamentos verticais com afastamento da ordem dos 2,8 m entre si, sendo pré-esforçadas a 600 kN ou a 700 kN. Nos cantos, as ancoragens foram substituídas por escoramentos dimensionados para suportarem esforços equivalentes. Todas as ancoragens foram instaladas em vigas de repartição de esforços de betão armado.

Contenção provisória tipo Berlim

Esta contenção foi utilizada no topo sul da estação de modo a permitir a execução da zona de ventilação Sul *in situ*. A execução de estacas também era particularmente difícil neste local por existirem no local instalações sanitárias subterrâneas a remover. O desnível a vencer é da ordem dos 7 m, junto aos paramentos laterais, reduzido para 4 m na zona central onde foi possível a sua associação a taludes superficiais. Esta estrutura também surge nas zonas onde não foi possível criar taludes de suavização e/ou banquetas.

Contenção provisória por corte vertical, com pregagens e eventualmente betão projectado e malhassol

Esta contenção foi utilizada na zona extremada a Sul/Sudeste. Estes paramentos atingiram profundidades da ordem dos 13 m. Após a saneamento da superfície e estabelecendo a opção em relação à entivação do aterro, procedeu-se ao desmonte do maciço rochoso abrindo trincheiras interiores para permitir o corte da rocha. Esse desmonte foi efectuado com meios mecânicos e sem recurso a explosivos para assegurar que o enfraquecimento resultante da abertura dos pré-furos não fosse relevante.

2.3. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO LOCAL

Nesta parte do presente trabalho será feita a interpretação dos resultados das investigações realizadas no local da estação. São feitas as considerações sobre as formações ocorrentes, as suas características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas de modo a conseguir definir o modelo geológico-geotécnico desenvolvido através das sondagens. Esta definição foi feita por intermédio de perfis correspondentes a secções transversais e longitudinais da escavação prevista e do desenvolvimento da mesma. No entanto, estes perfis e a sua interpretação não foram alvo do presente estudo, à excepção do perfil B-B', essencial para o estudo da secção analisada no capítulo 2.6.

2.3.1. FUNDAMENTAÇÃO DO MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EM PROJECTO

Foi realizada uma campanha preliminar em 2000 (NORMETRO, 2000), para a elaboração de um modelo de caracterização geral do solo. No entanto, esta primeira abordagem não era substancial devido ao escasso número e a uma inadequada incidência de sondagens fruto da indefinição da localização final da estação. Quando a implantação da estação se tornou definitiva, o responsável pela geotecnia do projectista desenvolveu uma pesquisa dos elementos de sondagens ou estudos de reconhecimento em estruturas desenvolvidas na vizinhança das estações, constando desses elementos a Carta Geotécnica da Cidade do Porto e os seus mais recentes registos que vinham sendo colectados pela empresa COBA (COBA, 1996). Fez-se também um levantamento das minas de água que incidem mais significativamente na zona de implantação da estação, tendo, deste modo, sido identificada uma linha de água designada por “Rio da Vila” (Figura 2.7), que poderia estar associado a uma depressão acentuada nos horizontes mais alterados. Foi, então, necessário tentar identificar a hipotética presença de um vale aluvionar gerado por esta linha de água, que segundo a carta superficial de drenagem se encontrava canalizado.



Figura 2.7 – Imagens do “Rio da Vila” que passa sob a Avenida dos Aliados, (<http://www.ribeirasdoporto.pt>).

Além da informação disponível, já referida anteriormente, foram realizadas sondagens mistas (à rotação e à percussão), de maneira a obter-se carotes representativos dos materiais geológicos existentes no subsolo, permitindo a sua caracterização litológica e física, bem como a caracterização do zonamento do maciço. Estas sondagens (Figura 2.8) foram já feitas com o conhecimento quase definitivo da localização das estruturas enterradas da futura estação.

Aspectos geológicos e hidrogeológicos considerados

A estação dos Aliados encontra-se numa área com uma geologia de baixa complexidade, caracterizada pela ocorrência de rochas graníticas (Granito do Porto) e respectivos solos de alteração, recobertos por aterros com alguma heterogeneidade. Localmente, aqui e ali, observava-se ainda a presença de um depósito aluvionar.

O nível de água obtido nas amostras oscilava entre as profundidades de 3,50 m e 5,20 m. No entanto, a campanha efectuada não permitiu verificar a variação sazonal do nível da água. Foram efectuados alguns ensaios Lefranc para a determinação dos valores da permeabilidade dos solos, tendo sido obtidos valores entre 10^{-5} e 10^{-7} m/s.

Classificações adoptadas para os graus de alteração e fracturação

Para a caracterização do grau de alteração e do grau de fracturação dos materiais encontrados nas sondagens, foi utilizada a classificação sugerida pela ISRM (International Society for Rocks Mechanics) em 1981 (Quadro 2.1e Quadro 2.2).

Quadro 2.1– Graus de alteração (ISRM, 1981 – Reproduzido de NORMETRO, 2002a).

TERMO	DESCRIÇÃO	CLASSE
ROCHA SÃ	Nenhum sinal visível de alteração da matriz; possível leve descoloração ao longo das descontinuidades principais.	W 1
ROCHA LEVEMENTE ALTERADA	Descoloração indica meteorização da matriz da rocha e de superfícies de descontinuidade. Toda a matriz da rocha pode estar descolorida pelo meteorização e pode estar algo mais branda externamente do que na condição sã.	W 2
ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	Menos da metade da matriz da rocha está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo. A rocha sã ou descolorida está presente, formando um arcabouço descontínuo ou em núcleos de rocha.	W 3
ROCHA COMPLETAMENTE ALTERADA	Mais da metade da matriz da rocha está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo. A rocha sã ou descolorida está presente, formando um arcabouço descontínuo ou em núcleos de rocha.	W 4
ROCHA DECOMPOSTA (Solo Saprolítico)	Toda a matriz da rocha está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo. A estrutura original do maciço está, em grande parte, preservada.	W 5
SOLO RESIDUAL (desintegrado)	Toda a rocha está convertida em solo. A estrutura do maciço e da matriz da rocha está destruída. Há uma grande variação de volume, mas o solo não foi significativamente transportado.	W 6

Quadro 2.2 – Graus de Fracturação (ISRM, 1981 – Reproduzido de NORMETRO, 2002a).

TERMO	DESIGNAÇÕES	INTERVALOS (mm)
F1	MUITO AFASTADAS	> 200
F2	AFASTADAS	60 – 200
F3	MEDIANAMENTE AFASTADAS	20 – 60
F4	PRÓXIMAS	6 – 20
F5	MUITO PRÓXIMAS	<6

Perfis de alteração tipo

Diversos autores têm estudado os perfis de meteorização de rochas graníticas, tanto a nível nacional como também a nível internacional (Viana da Fonseca e Coutinho, 2008). O perfil de alteração do Granito do Porto caracteriza-se, essencialmente, pela gradação entre os níveis superiores (quase sempre) mais meteorizados e a rocha sã, e ainda pela melhoria gradual das propriedades geotécnicas do terreno com a profundidade. As zonas de granito decomposto a muito alterado apresentam, algumas vezes, uma grande irregularidade na extensão e respectivo grau de alteração. Os graus de alteração variam entre o W1 e o W6, classificados de acordo com o Quadro 2.1. A Figura 2.8 mostra as sondagens recolhidas (S-AL-1) e são apresentados os exemplos de dois logs tipo das sondagens (S-AL-9 e BHS5) estão representados em anexo.

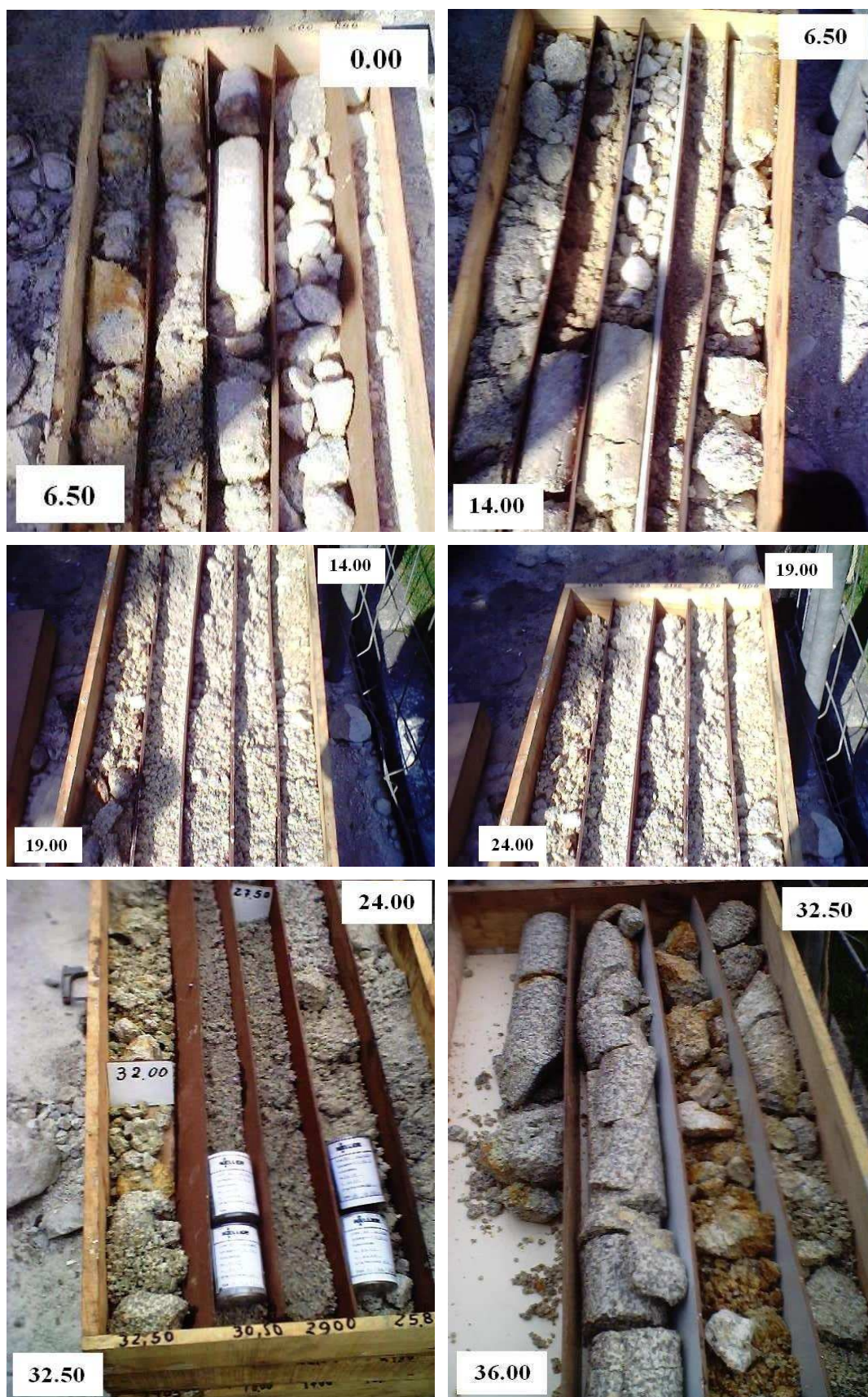


Figura 2.8 – Exemplo de sondagens recolhidas (SAL_1), (fotografias de Viana da Fonseca, 2001).

2.4. TIPOS DE MACIÇOS ENVOLVIDOS NA ESCAVAÇÃO E CONTENÇÕES

Os boletins das sondagens realizadas apresentam uma descrição que permite caracterizar os materiais presentes na área a ser escavada. Esses materiais, basicamente, são constituídos por uma camada superficial de aterro, uma camada composta por um depósito aluvionar e várias camadas e lentes de Granito do Porto com graus de alteração que variam entre o W2 e o W5, descritas mais detalhadamente em 2.5.

Segundo Begonha (1997), este tipo de rocha é “um granito de grão médio de duas micas com textura hipidiomórfica granular, por vezes com textura porfiróide. Quando não meteorizado apresenta cor clara e aspecto muito homogéneo. É constituído por quartzo, microclima, plagioclase, moscovite e biotite, tendo como minerais acessórios o zircão, a apatite e a silimanite.” A mineralogia identificada, tanto para os estratos mais alterados como para os menos alterados, permite prever que a expansibilidade destes materiais não deve ser factor de risco à estabilidade da escavação projectada para a estação.

Em termos de capacidade de absorção de água, não foram realizados ensaios de caracterização deste parâmetro. Entretanto, a experiência local (Viana da Fonseca, 1996), mostra que esta é baixa nos solos de alteração do granito do Porto e alguns ensaios, que foram realizados no Laboratório de Geotecnia da FEUP no âmbito deste e de outros trabalhos (ex: Viana da Fonseca *et al.*, 2006), confirmam isso mesmo. A agressividade da água, em termos da relação com o Betão também não é significativa, resultado de ensaios de análise química de amostras de água recolhida.

Outro pormenor relevante, segundo o Relatório geotécnico-geomecânico geral dos troços enterrados, é o facto da cidade do Porto se situar em região de baixa sismicidade, cujo sismo de referência é associável ao Grau VI da escala Mercalli-Sielberg, com acelerações de $0,8 \text{ m/s}^2$ para um tempo de retorno de 1000 anos.

Em relação aos materiais rochosos, estes não apresentam orientação (ões) de tal forma dominante (s) que estabeleçam um padrão modelar, devido à grande dispersão de valores obtidos através das sondagens. No entanto, em todos os furos realizados foi possível verificar a presença de circulação de água. As famílias de descontinuidades apresentam-se frequentemente rugosas a pouco rugosas, sendo normalmente preenchidas por películas argilosas.

2.5. DESCRIÇÃO DOS HORIZONTES CONSIDERADOS

Aterros

Os aterros caracterizam-se por se apresentarem sob a forma de areias siltosas pontualmente micáceas, passando, localmente, a areias argilosas, com calhaus e blocos de granito, localmente com terra vegetal e fragmentos de tijolo e localmente micáceas. Apresentam cor acastanhada e têm compacidade elevada, apresentando valores de N_{SPT} , variando entre 6/30 e 26/30 pancadas. Podem-se apresentar recobertos por pavimento, que lhes confere bastante rigidez na sua parte superficial.

Granito W5

O granito W5, embora se não institua como horizonte homogéneo, determina em grande medida o comportamento a grande escala do maciço a suportar. Corresponde a uma areia, média a fina, silto-argilosa, micácea, localmente muito caulinizada. Tem coloração muito variada, apresentando-se com cor esbranquiçada, acastanhada, amarelada ou acinzentada, e caracteriza-se por uma compacidade bastante elevada.

Granito W5-W4

Corresponde a um maciço de interface mineralogicamente designado na literatura anglo saxónica por “hard soil – soft rock”. Trata-se de um material recuperado como um granito decomposto a muito alterado e com Recuperação entre os 30% e os 100%. Os ensaios SPT realizados neste material dão, frequentemente, “negas”.

Granito W4

Trata-se de Granito do Porto, de grão médio, com duas micas, completamente alterado, amarelado e com fracturas muito próximas (F5) a próximas (F4). O valor máximo do RQD obtido nestas sondagens foi de 45%, e o mínimo de 0%. Para a Recuperação, os valores variaram entre os 35% e os 100%.

Granito W4 – W3

Também é composto por Granito do Porto, com duas micas e grão médio. Apresenta-se completamente a medianamente alterado, com predomínio das porções completamente alteradas (W4). Tem fracturas predominantemente próximas (F4), mais comumente muito próximas (F5) a medianamente afastadas (F3). Os valores médios de Recuperação se situam entre os 60% e os 100%, enquanto que para o RQD, a faixa de variação vai dos 30% aos 90%.

Granito W3-W4

É composto por Granito do Porto. Apresenta grão médio, duas micas, e encontra-se muito a extremamente alterado. O grau de fracturação, apesar de predominantemente se caracterizar por fracturas próximas (F4), varia muito, podendo comumente ser de F5 (fracturas muito próximas), F3 (medianamente afastadas) e até mesmo F2 (fracturas afastadas). O RQD varia entre 0% e 85%, enquanto que, para a Recuperação, os valores encontrados variaram entre os 65% e os 100%.

Granito W3

É uma unidade, como todas as outras, composta por Granito do Porto, de grão médio, com duas micas, medianamente alterado. Apresenta-se em geral com fracturas próximas (F4). São comuns, entretanto, zonas com grau de fracturação F5 (fracturas muito próximas) a F3 (fracturas medianamente afastadas). A Recuperação variou, nestes materiais, entre 60% e 100%, enquanto que para o RQD a faixa foi mais ampla, entre os 0% e os 100%.

Granito W3 – W2

Esta unidade, composta por granito medianamente a pouco alterado, apresenta maioritariamente grau de fracturação F3 (fracturas medianamente afastadas), ocasionalmente F5 (fracturas muito próximas), F4 (fracturas próximas) e F2 (fracturas afastadas). A Recuperação obtida nestes materiais foi sempre de 100%. O RQD, entretanto, apresenta valores entre os 30% e os 100%.

Granito W2 – W3

Trata-se de uma unidade em que o granito do Porto se apresenta um pouco menos alterado que na unidade descrita no item anterior, com predomínio das fracções pouco alteradas sobre as medianamente alteradas. Apresenta grau de fracturação muito variável, indo desde o F5, (fracturas muito próximas), até o F2 (fracturas afastadas), passando pelo F4 (fracturas próximas) e o F3 (fracturas medianamente afastadas). A Recuperação obtida nestes materiais foi sempre de 100%. O RQD apresenta-se com valores a variar entre os 45% e os 100%.

18

heterogéneo. Sob esta camada aparecia já um horizonte de Granito decomposto, ou solo residual saprolítico, W5, que podia variar entre os 3 e os 7 metros. Sob este horizonte apareceu um horizonte de Granito W5-W4 que era particularmente espessa na zona em estudo, diminuindo a sua influência no sentido Norte-Sul. Este elemento constitui-se totalmente condicionador da geotecnia da zona Nordeste da estação, ou seja, da zona instrumentada. A partir da sondagem S-AL-9 surgia um horizonte de granito muito alterado W3-W4 que correspondia ao maciço de encastramento da cortina de estacas.

Quanto ao perfil transversal, este foi de difícil obtenção, uma vez que os perfis transversais construídos através do modelo geológico-geotécnico adoptado encontravam-se muito distantes da zona em estudo. Deste modo, é possível observar, mas sempre com muito cuidado, o perfil C-C' por ser aquele que mais se adequava. Neste perfil era possível observar uma zona de Granito W2-W3 (de pequena espessura) à medida que afastava da face da escavação, sob a camada de aterro encontrada no perfil anterior. Sob este horizonte de pequena espessura encontrava-se o horizonte mais relevante de Granito W5-W4 com uma grande espessura, que ia diminuindo, à medida que se deslocava para Sul, tornando-se o horizonte cada vez mais rígido com a presença de Granitos W3 e W3-W2 (tendo em conta o perfil H-H'). Ambos os perfis (C-C' e H-H') encontram-se em anexo.

Tendo em conta todos estes pressupostos, adoptou-se um modelo geológico-geotécnico da zona instrumentada com o inclinómetro (I4), correspondente à estaca E26, assinalada a verde na Figura 2.9. Admitiu-se por simplificação que os horizontes permaneceriam constantes ao longo da parte transversal à escavação. O perfil adoptado é fundamentalmente constituído por 4 horizontes cujas espessuras foram estimadas e ajustadas baseadas no perfil B-B', que se encontra em anexo em 2.7.4. Os horizontes considerados e a sua espessura encontram-se descritos no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Perfil adoptado para a zona em estudo.

Horizonte	Descrição	Espessura [m]
1	Aterro	3,50
2	Granito W5	4,00
3	Granito W5-W4	18,50
4	Granito W3-W4	-

2.6.3. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

A secção estudada pertence ao paramento nordeste cuja contenção foi realizada com uma cortina de estacas ancoradas com 1 m de diâmetro, afastadas entre si de 1,36 m. Nesta secção cada estaca teve cerca de 26 m de comprimento, sendo que a escavação efectuada foi de 24 m (21+3).

Foram projectados 6 níveis de ancoragens espaçadas entre si 2,8 m longitudinalmente. O pré-esforço aplicado em cada uma das ancoragens variou entre os 525 kN nos dois últimos níveis e os 700 kN na primeira ancoragem (Quadro 2.4). O pré-esforço aplicado em cada um dos níveis foi diferente do previsto em projecto, tendo sido usada a informação das células de carga provenientes da instrumentação da obra para o presente estudo. Um esquema da secção utilizada para o estudo está representado na Figura 2.10, tal como um quadro resumo com as características das ancoragens utilizadas nesta secção.

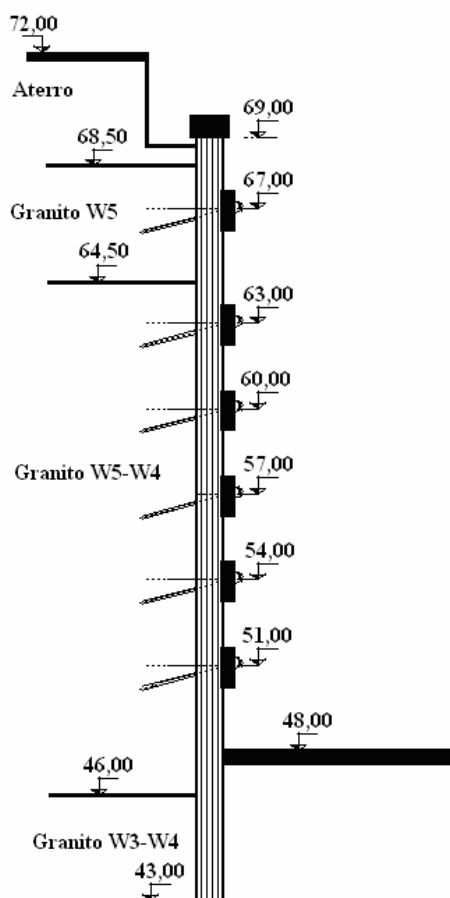


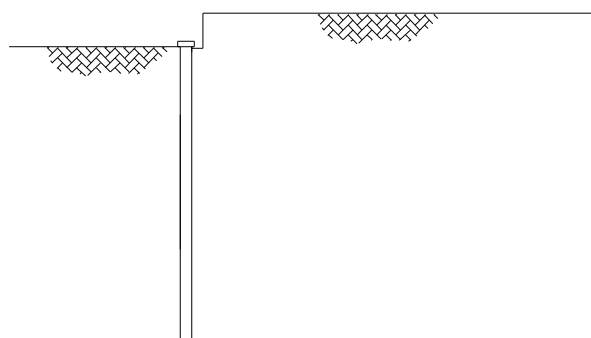
Figura 2.10 – Corte esquemático da secção estudada, (NORMETRO, 2002a).

Quadro 2.4 – Quadro resumo com as características das ancoragens.

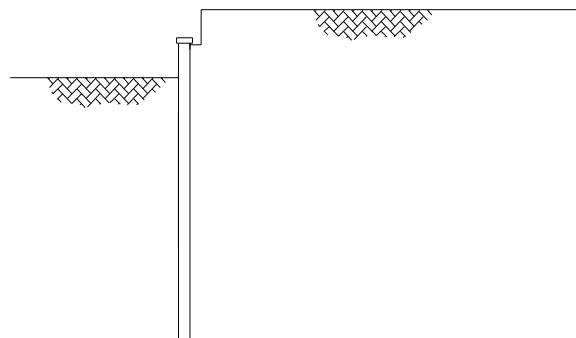
Nível	Comprimento livre [m]	Comprimento do Bolbo de Selagem [m]	Inclinação com a Horizontal [°]	Pré-esforço aplicado [kN]
1	22,0	8,0	15	700
2	20,0	8,0	15	600
3	18,0	8,0	15	600
4	16,0	8,0	15	600
5	14,0	8,0	15	525
6	12,0	8,0	15	525

2.6.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO CONSIDERADO

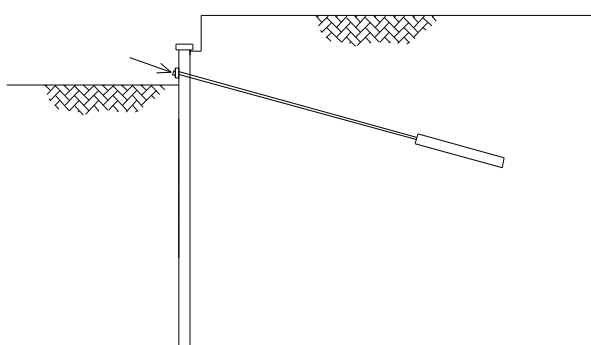
O faseamento construtivo considerado no projecto para esta escavação e contenção periférica aproximou-se muito do faseamento clássico. Uma vez feita a escavação, foram executadas as ancoragens e aplicado o pré-esforço em cada uma das ancoragens desse nível. Deste modo, o que estava previsto em projecto era uma escavação constituída por 13 fases (7 delas correspondentes a escavação e as restantes correspondentes ao pré-esforço aplicado às ancoragens). A evolução da escavação pode ser observada através da Figura 2.11.



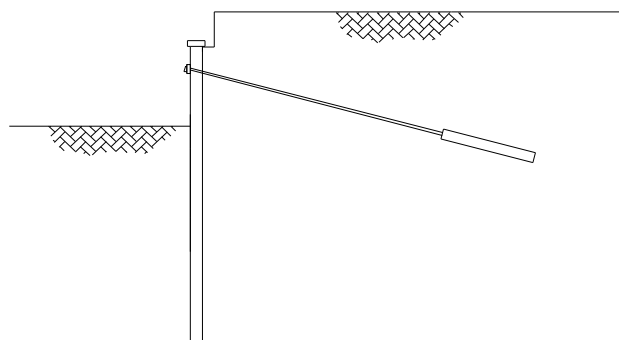
a) Fase 0 – início



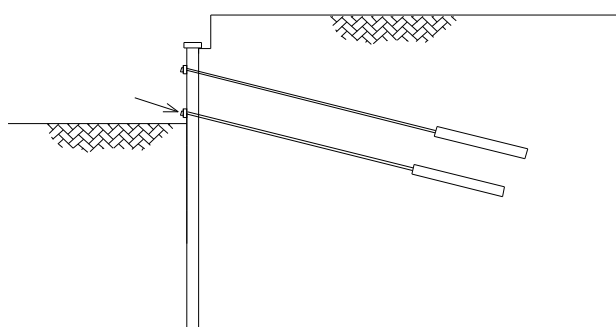
b) Fase 1 – Escavação à cota 66,00 m



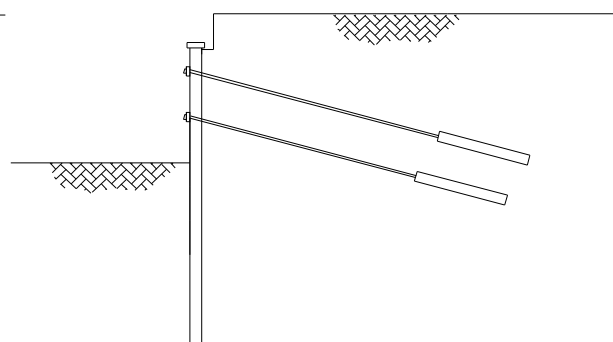
c) Fase 2 – Pré-esforço do 1º nível (700 kN)



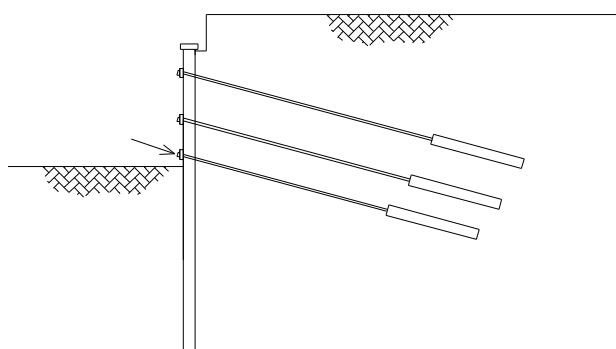
d) Fase 3 – Escavação à cota 62,0 m



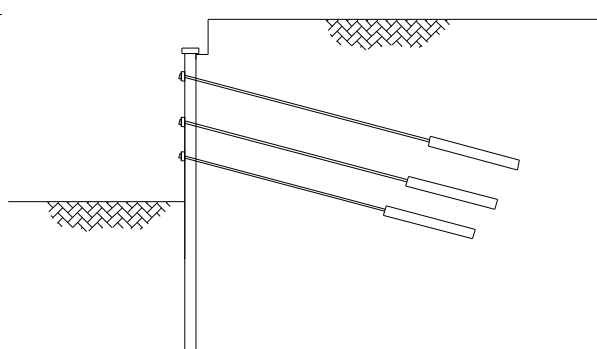
e) Fase 4 – Pré-esforço do 2º nível (600 kN)



f) Fase 5 – Escavação à cota 59,0 m



g) Fase 6 – Pré-esforço do 3º nível (600 kN)



h) Fase 7 – Escavação à cota 56,0 m

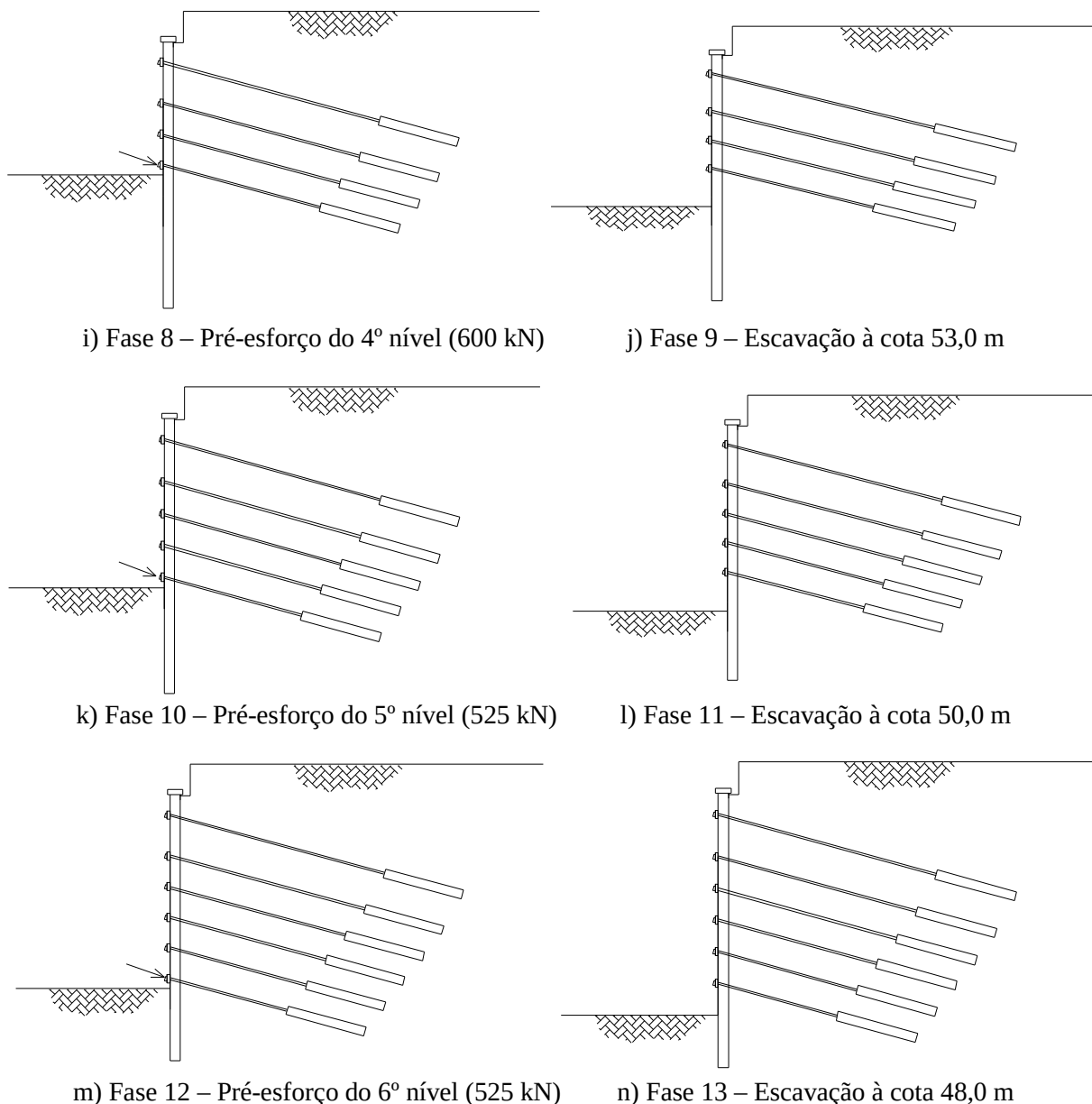


Figura 2.11 – As várias fases da escavação previstas em projecto para serem executadas.

No entanto, devido à má execução deste faseamento, as fases 6 e 7 não foram cumpridas correctamente. Deste modo, iniciou-se a escavação para a execução do 4º nível de ancoragens sem previamente se ter aplicado o pré-esforço ao 3º nível, ou seja foi feita uma sobre-escavação que pode ser observada através da Figura 2.12.



Figura 2.12 – Sobre-escavação à cota 56.50 m, (fotografias de Viana da Fonseca, 2003).

O esquema das fases 6' e 6'', que substituem a fase 6 da Figura 2.11 e que antecedem a fase 7 da mesma figura, encontra-se na Figura 2.13.

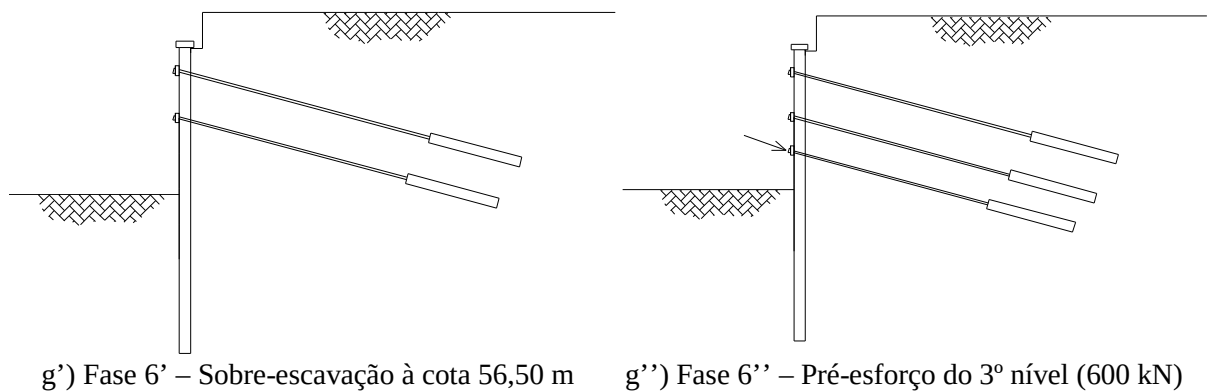


Figura 2.13 – Faseamento executado em obra, pormenor da fase 6.

2.6.5. CONDIÇÕES HIDROGEOLÓGICAS

O nível freático, nesta zona, era bastante próximo da superfície. Deste modo, havia a necessidade de bombear a água que afluía à base de escavação. A partir do momento em que se começa a escavar, o nível freático, deixaria assim de estar a uma cota constante, estabelecendo-se uma rede percolação de água no maciço. Para conhecer a posição da superfície livre desse rede de percolação houve necessidade de recorrer à informação fornecida pelos piezómetros (Figura 2.14), que se encontravam instalados próximos da zona em estudo. Assim, foi possível conhecer a posição da água em dois pontos distintos situados a 1 e a 20 metros de distância da face da escavação (além da posição da água em cada nível de escavação e em zonas mais afastadas do que os 20m). O piezómetro situado a 20 metros de distância registou sempre a mesma posição da água à cota 68.00 m, sendo o piezómetro que estava situado a 1 m de distância que registou a variação dos valores, ao longo da execução da escavação. A informação fornecida pelos piezómetros é dada no Quadro 2.5.



Figura 2.14 – Exemplo de um piezómetro instalado na obra.

Quadro 2.5 – Posição do nível da água registado pelos piezómetros.

Cota da base da Escavação [m]	Posição do nível da água a 1m de distância [m]	Posição do nível da água a 20 m de distância [m]
66.00	66.00	68.00
62.00	66.00	68.00
59.00	62.00	68.00
56.00	61.00	68.00
53.00	60.00	68.00
50.00	60.00	68.00
48.00	59.00	68.00

É de notar uma diferença entre os valores da posição do nível freático situados na base da escavação e a um metro de distância.

2.7. ANEXOS AO CAPÍTULO 2

Em anexo são apresentados, ordenadamente, os seguintes elementos:

- log da sondagem S-AL-9;
- log da sondagem BHS5;
- planta de localização de sondagens e perfis transversais;
- perfil transversal B-B';
- perfis transversais C-C' e H-H'.

 Keller Grundbau GmbH		CLIENTE: TRANSMETRO OBRA: Execução de Sondagens na Av. dos Aliados LOCAL: Porto		TÍTULO: SONDAGEM S-AL-9																							
COORDENADAS: M: -40098.63 P: 164516.55 Z: 72.19				Data: 25/07/01 a 03/08/01 Executor: CESÁRIO Equip: BOMAG Nivel Freático: 4.75 m																							
PROF. (m)	Modulidade de Perfuração	Diâmetro do Enfiteamento	Simbologia	LITOLOGIA Descrição	Piezômetro	Geologia	Amostras Intactas	Percentagem De Recuperação				RQD				Grau de Meteorização	Alastamento Entre fracturas	ENSAIO SPT (nº de pancadões)						ENSAIO LEFRANC E.O.U.L.G.E.O.N			
								20	40	60	80	100	20	40	60			80	100	10	20	30	40	50	60	U.L	K (m/s)
11	ROTAÇÃO 140 mm			Solo residual de composição granítica, de cor branca acinzentada, ocorrendo por vezes fragmentos de granito de duas micas de grão médio e de cor branca			A8																				
12																											
13																											
14																											
15																											
16																											
17				Granito de grão de cor branca, de duas micas. Apresenta fracturas a 0º a 90º																							
18				Solo residual granítico, completamente arenizado, de cor branco acinzentado																							
19																											
20																											

	Data	Nome	Escalas	Obra Nº	Desenho Nº
Desenhado	17/09/2001	C. Ludovino	S/ ESCALA	51/81/784	O-51-784-12-Rev.
Verificado	17/09/2001	P. Lopes			
Aprovado					
Alteração	19/09/2001	C. Ludovino			

 Keller Grundbau GmbH		CLIENTE: TRANSMETRO OBRA : Execução de Sondagens na Av. dos Aliados LOCAL : Porto		TÍTULO : SONDAGEM S - AL - 9																					
COORDENADAS: M: -40098.63 P: 164516.55 Z: 72.19																									
Data: 25 07 01 a 0308 01 Executor: CESÁRIO Equip: BOMAG Nivel Freático: 4.75 m																									
PROF. (m)	Modulidade de Perfuração	Diâmetro do Enfiteamento	Simbolização	LITOLOGIA		Piezometria	Geologia	Amostras Intactas	Porcentagem De Recuperação				RQD				Grau de Meteorização	Alisamento Entre fracturas	ENSAIO SPT (nº de pancadas)					ENSAIO LEFRANC E. OU LUGEN	
				Descrição	20				40	60	80	100	20	40	60	80			100	10	20	30	40	50	U.L.
31	ROTAÇÃO 140 mm			Solo residual granítico, arenizado acizentado e caulinizado. apresenta cor esbranquiçada e acastanhada entre os 33 e os 35 m																					
32																									
33																									
34																									
35					(FIM SONDAAGEM)																				
36																									
37																									
38																									
39																									
40																									

	Data	Nome	Escalas	Obra Nº	Desenho Nº
Desenhado	17/09/2001	C. Ludovino	S/ ESCALA	51/81/784	O-51-784-12-2a
Verificado	17/09/2001	P. Lopes			
Aprovado					
Alteração	19/09/2001	C. Ludovino			

2.7.2. LOG DA SONDAGEN BHS5

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.						SONDAGEM N° BH55					
PROJECTO: METRO DO PORTO						CLIENTE: TRANSMETRO					
DIAMETRO		LOCALIZAÇÃO: LINHA S - VALIADOS <i>Av. Aliados</i>				N° OBRA...: 861.					
REVESTIMENTO		COMPRIMENTO: 30.20 m COTA Z = 70.64 m				TIPO SOND.: ROTAÇÃO					
EQUIPAMENTO		MOBILE DRILL				INICIO...: 13/04/99					
		COORD.: M = -40091.398 m P = 164493.771 m				FIM...: 20/04/99					
										Página 1 de 4	

N. D A T A	S I M B O L O	C O M P. (m)	D E S C R I Ç Ã O	E S T R A T.	A L T E R A.	F R A T U R.	-R.Q.D. -RECUP. (%) 30 60 90	ENSAIOS E AMOSTRAGEM				
								ENSAIOS S.P.T.				ENSAIOS LUGEN (UL)
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas)	P E N.		
13/04	###	0										
	###	1	Terra vegetal.	T v								
	###	2										
	###	3	Aterro de enrocamento.	A t								
	###	4										
14/04	NA	5	Saibro granítico (areia média, silto-argilosa, amarelada)					14	(16+18)	30		
	NA	6						14	(20+30)	30		
	NA	7										
	NA	8	Granito decomposto (areia média, silto-argilosa, amarelada)					28	(50+0)	5		
	NA	9						25	(50+0)	15		
	NA	10										

OBSERVAÇÕES:		DES. N° 17.112.18 DES.
NA - Nível de água no final da furação		CONF. <i>[assinatura]</i>
Diaclasses medidas relativamente ao eixo da sondagem.		ARQ.

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.				SONDAGEM N° BH55			
PROJECTO: METRO DO PORTO				CLIENTE: TRANSMETRO			
DIAMETRO		LOCALIZAÇÃO: LINHA S - ALIADOS				N° OBRA...: 861.	
REVESTIMENTO		COMPRIMENTO: 30.20 m COTA Z = 70.64 m				TIPO SOND.: ROTAÇÃO	
EQUIPAMENTO	MOBILE DRILL	INCLINAÇÃO.: 90° AZIMUTE: *				INICIO....: 13/04/99	
		COORD.: M = -40091.398 m P = 164493.771 m				FIN.....: 20/04/99	
Página 2 de 4							

N.º D A T A G A U A	S I M B O L.	C O M P. (m)	D E S C R I Ç Ã O	E S T R A T. A.	A L T E R A. R.	F R A T U R.	-R.Q.D. -RECUP. (%) 30 60 90	ENSAIOS E AMOSTRAGEM							
								ENSAIOS S.P.T.						P E N.	ENSAIOS LUGEON (UL)
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50						
15/04	+	10	Granito decomposto.	P A L E O Z O I C O	W5	F4-5	50	(0+0)	L63	b8-A				15	
		11													
		12													
		13													
		14													
		15													
		16													
		17													
		18													
		19													
16/04	+	18	Granito de grau médio a grosseiro, leucocrata, de duas micas, (Granito do Porto). Diaclases a 30°, 45°, 70° e 90° com preenchimento argiloso e manchas de óxidos, pontualmente estriadas. Vestígios de circulação de água.	W3	F3	F4		L63	b9-A						
		19													
		20													

OBSERVAÇÕES:		DES. N° 98.190.28 DES.
* O granito apresenta passagens muito alteradas (W4) nas zonas mais fracturadas (F5).		CONF. <i>[Assinatura]</i>
		ARQ.

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.				SONDAGEM N° BHS5			
PROJECTO: METRO DO PORTO				CLIENTE: TRANSMETRO			

DIAMETRO		LOCALIZAÇÃO: LINHA S - ALIADOS	N° OBRA...: 861.
REVESTIMENTO		COMPRIMENTO: 30.20 m COTA Z = 70.64 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	MOBILE DRILL	INCLINAÇÃO.: 90° AZIMUTE: *	INICIO.....: 13/04/99
		COORD.: M = -40091.398 m P = 164493.771 m	FIN.....: 20/04/99
Página 3 de 4			

N. D A T A	S I M B O L.	C O M P. (m)	D E S C R I Ç Ã O	E S T R A T.	A L T E R A.	F R A T U R.	-R.Q.D. -RECUP. (%) 30 60 90	ENSAIOS E AMOSTRAGEM					
								ENSAIOS S.P.T.					ENSAIOS LUGEN (UL)
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (n° de pancadas)	P E N.			
	+	20				F4-5							
	+	21				F4							
	+	22				F3							
	+	23				F4							
	+	24				F3							
	+	25				F4-5							
19/04	+	24	Granito de grão médio a grosseiro, leucocrata, de duas micas, (Granito do Porto). Diaclasses a 30°, 45°, 70° e 90° com preenchimento argiloso e manchas de óxidos, pontualmente estriadas. Vestígios de circulação de água. * Diaclasse longitudinal entre: 26.45m - 29.10m	P A L E O Z O I C O		F5							
	+	25				F4							
	+	26	com preenchimento de argila castanha, óxidos e quartzo.										
	+	27				F5							
	+	28				F3							
	+	29				F4							
20/04	+	30				F4-5							

OBSERVAÇÕES:	DES. N° 96.116 DES.
* Vestígios de intensa circulação de água entre 26.45m - 29.30m.	CONF. <i>[assinatura]</i>
	ARG.

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.				SONDAGEM N° BHS5			
PROJECTO: METRO DO PORTO				CLIENTE: TRANSMETRO			

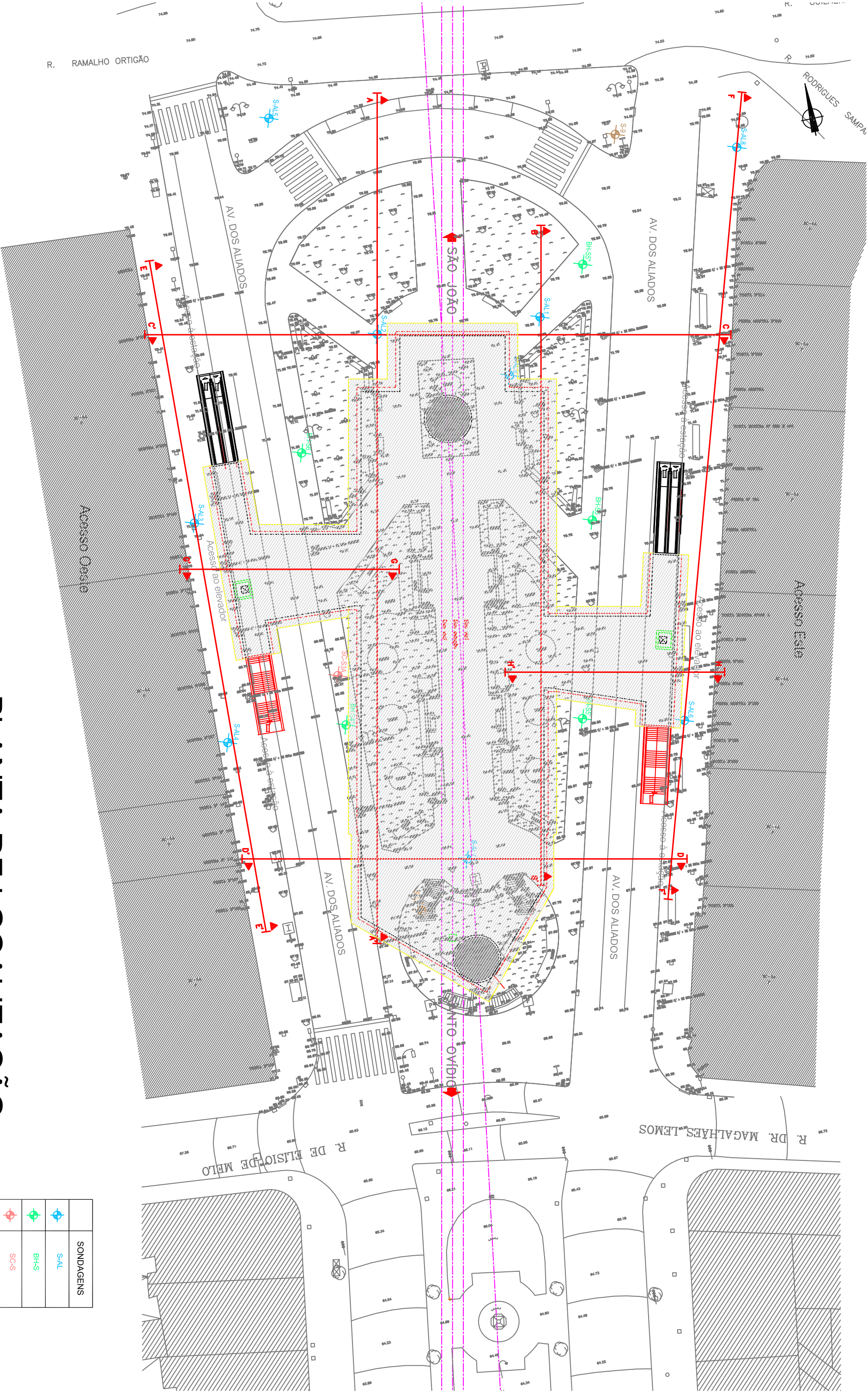
DIAMETRO		LOCALIZAÇÃO: LINHA S - ALIADOS	N° OBRA...: 861.
		COMPRIMENTO: 30.20 m COTA Z = 70.64 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
REVESTIMENTO		INCLINAÇÃO.: 90° AZIMUTE: *	INICIO....: 13/04/99
		COORD.: M = -40091.398 m P = 164493.771 m	FIM.....: 20/04/99
EQUIPAMENTO	MOBILE DRILL	Página 4 de 4	

N.º D A A T G A U A	S I M B O L.	C O M P. (m)	D E S C R I Ç Ã O	E S T R A T.	A L T E R A.	F R A T U R.	-R.Q.D. III -RECUP. (%) 30 60 90	ENSAIOS E AMOSTRAGEM						
								ENSAIOS S.P.T.					P E N.	ENSAIOS LUGEON (UL)
								1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50					
		30	F I M											
		31												
		32												
		33												
		34												
		35												
		36												
		37												
		38												
		39												
		40												

OBSERVAÇÕES:	DES. N° 98.190.28 DES.
	CONF. <i>[Assinatura]</i>
	ARG.

SONDAGENS	
	S-AL
	BH-S
	SC-S
	S-S
	S

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DE SONDAGENS

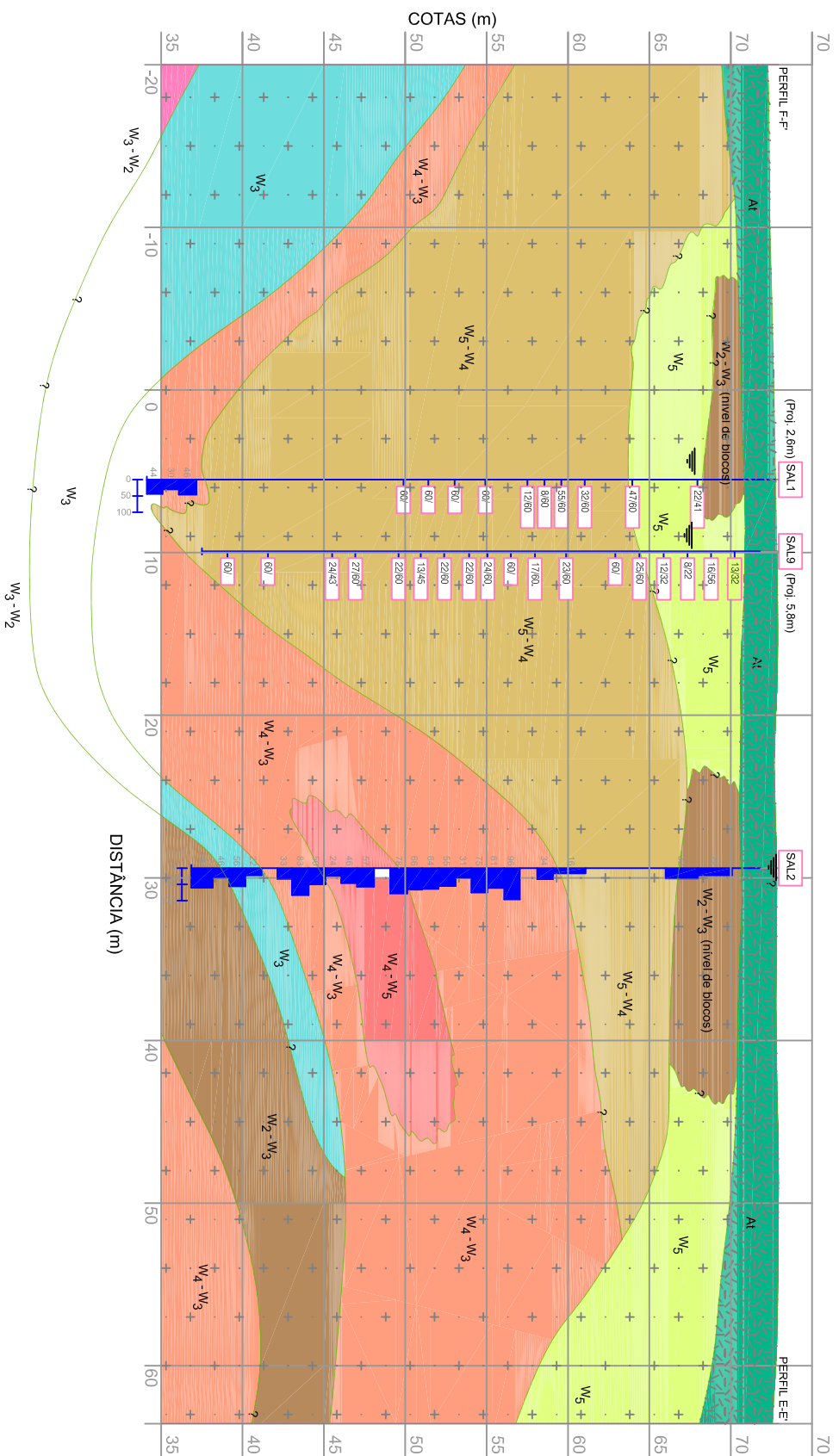




ESTACÃO DOS ALIADOS

PERFIL C-C'

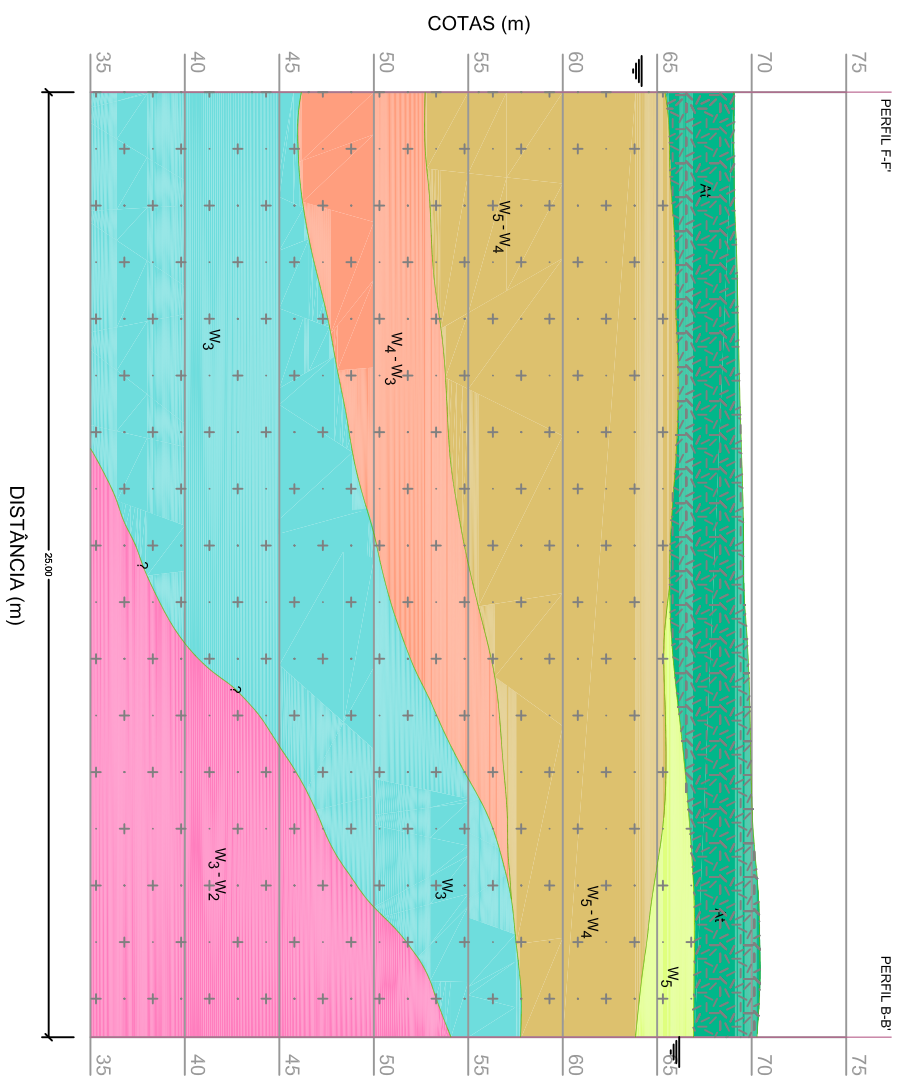
Escala 1:200



ESTACÃO DOS ALIADOS

PERFIL H-H' - GALERIA POENTE

Escala V-1:200; H-1:100



3

CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS E PARAMETRIZAÇÃO PARA A ANÁLISE NUMÉRICA

3.1. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para melhor caracterizar o maciço, foram realizados diversos ensaios em laboratório a partir de um bloco retirado a sensivelmente 10 m de profundidade no decurso da escavação para a construção da estação. Na Figura 3.1 ilustra-se essa amostragem.



Figura 3.1 – Imagem do bloco retirado para ensaio no LabGeo[®], (fotografia de Viana da Fonseca, 2003).

Este bloco foi recolhido num horizonte representativo do solo de alteração do Granito classificado como W5-W4, correspondente ao horizonte mais significativo e importante da secção em estudo. Deste bloco foram retirados 9 provetes para a realização de ensaios triaxiais com diversas trajectórias, dos quais só 6 apresentaram bons resultados para análise, e 2 provetes para a realização de ensaios edométricos. Foram também feitos ensaios de identificação (análise granulométrica e limites de Atterberg) e posterior determinação dos índices físicos (teor em água, peso volúmico das partículas sólidas, peso volúmico e índice de vazios. Todos estes ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da FEUP (LabGeo[®]) (Figura 3.2).



Figura 3.2 – Perspectivas do bloco no laboratório para a retirada dos provetes.

3.1.1. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO

Foi feita a análise granulométrica do material proveniente do bloco e que não foi aproveitado para a constituição dos provetes. A curva granulométrica correspondente obtida encontra-se na Figura 3.3.

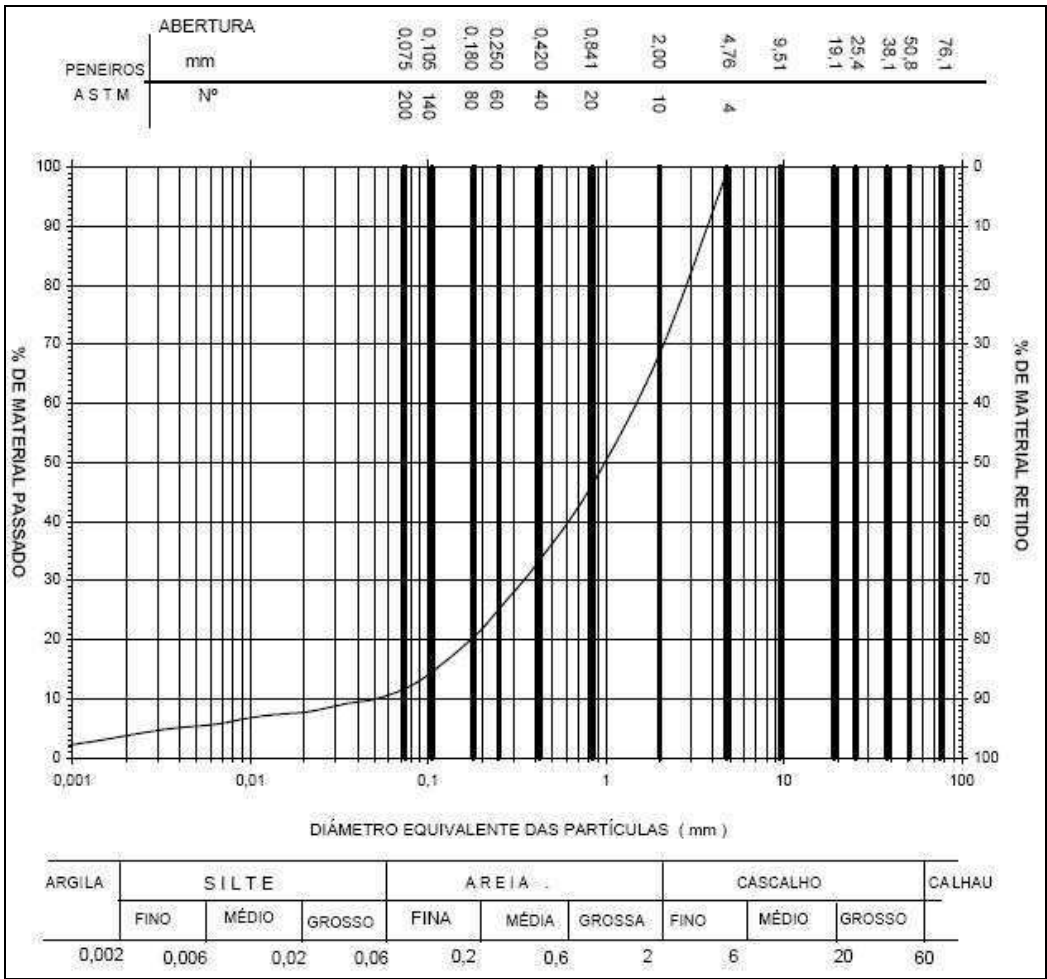


Figura 3.3 – Curva Granulométrica obtida através do bloco.

Da análise desta curva é possível concluir que o tipo de solo encontrado é uma areia siltosa, com características não plásticas. De acordo com a classificação unificada trata-se de um solo SM. A classificação deste solo é muito comum nos solos residuais graníticos do Porto, tendo sido igualmente encontrada em Viana da Fonseca (1996), Viana da Fonseca *et al.* (2006) e em Rios Silva (2007).

Posteriormente foram determinados os índices físicos correspondentes aos provetes retirados do bloco. Os valores obtidos encontram-se no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Quadro resumo com os índices físicos determinados em cada um dos provetes.

Classificação do provete		Peso volúmico das partículas sólidas γ_s [kN/m ³]	Peso volúmico seco γ_d [kN/m ³]	Peso volúmico γ [kN/m ³]	Teor em água ω [%]	Grau de saturação S [%]	Índice de vazios e
Triax 1	Inicial	26,4	19,0	20,9	9,8	67,8	0,39
	Final		19,2	21,9	13,8	99,6	0,37
Triax 2	Inicial		18,5	20,7	11,5	73,2	0,42
	Final		18,7	21,6	15,9	100	0,41
Triax 3	Inicial		a)	a)	a)	a)	a)
	Final		a)	a)	a)	a)	a)
Triax 4	Inicial		18,7	20,3	8,8	57,0	0,41
	Final		18,5	21,0	13,5	85,6	0,42
Triax 5	Inicial		18,4	20,4	11,00	67,5	0,44
	Final		18,6	21,5	15,4	99,0	0,42
Triax 6	Inicial		18,1	19,9	10,0	59,0	0,46
	Final		18,2	20,9	15,0	89,4	0,45
Edo 1	Inicial		19,0	20,5	7,6	52,7	0,39
	Final		19,4	21,7	11,9	88,4	0,36
Edo 2	Inicial		18,4	19,6	6,7	41,1	0,44
	Final		19,1	21,7	13,2	93,2	0,38

a) Os valores disponibilizados não se adequam ao tipo de material, tendo sido rejeitados;

3.1.2. ENSAIOS TRIAXIAIS

Os 9 provetes para a execução dos ensaios triaxiais foram retirados do bloco com o objectivo de poder representar várias trajectórias de tensões e assim poder definir os parâmetros mecânicos do solo. Uma vez que o presente trabalho se iniciou no último trimestre de 2007 e esta obra foi realizada entre o fim de 2002 e o início de 2003, 6 dos 9 provetes já tinham sido ensaiados, sendo que 3 deles não apresentaram resultados credíveis tendo sido rejeitados para o presente trabalho (alguns apresentavam

dados insuficientes e outros conduziram a resultados ilógicos). Deste modo, sobravam 3 provetes para ensaiar, tendo a informação sido complementada com o de outros 3 que já tinham sido previamente ensaiados. Realizaram-se ensaios não drenados (Triax 1 e Triax 2) e drenados (os restantes), utilizando provetes com dimensões semelhantes, ou seja, 70 mm de diâmetro e 140 mm de altura.

Dos provetes que foram previamente ensaiados logo a seguir à recolha do bloco, 2 deles (Triax 1 e Triax 2) foram conduzidos até à rotura por corte na câmara de “*Bishop-Wesley*” (Bishop e Wesley, 1975), tipo “*stress-path*”. A grande vantagem desta câmara prende-se com o facto desta câmara permitir realizar não só as 4 trajectórias convencionais de compressão e extensão, como também uma trajectória em que o p' se mantém constante ao longo do carregamento. Isto torna-se possível uma vez que as solicitações radiais e axiais são independentes, garantindo, assim, a independência entre as tensões verticais e as horizontais. A consolidação, neste tipo de câmara, pode ser anisotrópica sendo possível realizar nestes ensaios CK_0D ou CK_0U . Uma informação mais detalhada deste assunto pode ser encontrada em Viana da Fonseca (1996).

Os restantes 4 provetes foram levados à rotura através do ensaio triaxial de compressão convencional. Desses 4, 3 foram ensaiados recentemente (Triax 4, Triax 5 e Triax 6) com consolidação isotrópica (CID) através de 3 tensões de consolidação diferentes e com uma particularidade. Essa particularidade consistia em parar o carregamento do provete durante cerca de 24 horas quando a tensão de desvio correspondia a aproximadamente metade ($K_0=0,5$) da tensão de consolidação, ficando, deste modo, o provete em fluência. O objectivo seria conseguir definir um valor proveniente do ensaio para o módulo de descarga e recarga. As tensões de consolidação escolhidas consistiram numa estimativa das tensões efectivas a que o bloco se encontrava submetido, ou seja 130 kPa, com uma variação superior e outra inferior (190 kPa e 70 kPa, respectivamente).

A informação relativa a cada um dos ensaios efectuados encontra-se resumida no Quadro 3.2.

Foi possível medir em todos estes provetes as deformações axiais não só através dos deflectómetros habituais, como também através de instrumentação interna com recurso a LDT's (“*Local Deformation Transducers*”) e a electro-inclinómetros (Figura 3.4). Estes últimos foram utilizados nos provetes submetidos ao corte na câmara de “*Bishop-Wesley*” e encontram-se descritos mais detalhadamente em Viana da Fonseca, 1996.

Os LDT's são relevantes no registo das pequenas deformações uma vez que a sua precisão pode variar entre os 10^{-6} e os 10^{-2} enquanto os deflectómetros convencionais têm a sua medição com precisão limitada a 10^{-2} . Estes transdutores consistem numa tira delgada de bronze fosfórico que integra uma ponte de Wheatstone, permitindo a leitura de sinais eléctricos num sistema de aquisição de dados (Goto *et al.*, 1991; Viana da Fonseca, 1996; Bezerra, 2002; LabGeo[®], 2003).

Quadro 3.2 – Características dos ensaios triaxiais realizados.

Classificação do Provete	Tensões de consolidação [kPa]				Tipo de trajectória	Instrumentação	Fluência
	σ'_{vc}	σ'_{hc}	u	K_0			
Triax 1 ^{a)}	160,2	119,6	400,3	0,75	Extensão com alívio da tensão vertical	Interna, através de 2 electro-inclinómetros, e externa	Não
Triax 2 ^{a)}	162,8	119,5	400,3	0,73	Compressão com alívio da tensão horizontal	Interna através de 1 electro-inclinómetro	Não
Triax 3	160,0	119,8	400,5	0,75	Compressão	Interna, através de 1 LDT, e externa	Não
Triax 4	190,2	190,2	50,5	1,00	Compressão	Interna, através de 2 LDT's, e externa	Sim, a partir de $K_0=0,54$
Triax 5	70,0	70,0	50,2	1,00	Compressão	Interna, através de 2 LDT's, e externa	Sim, a partir de $K_0=0,50$
Triax 6	129,7	129,7	50,5	1,00	Compressão	Interna, através de 2 LDT's, e externa	Sim, a partir de $K_0=0,51$

a) Provete ensaiados na câmara de "Bishop-Wesley".

A medição é feita internamente, evitando deste modo alguns erros de medição existentes devidos aos pontos de contacto através do pistão, da célula de carga, da placa de topo, da placa porosa, da membrana, etc. A grande limitação deste tipo de instrumentação, nos termos em que se faz a montagem no laboratório de Geotecnia, prende-se com o facto dos LDT's passarem a ficar inutilizáveis quando as deformações atingem valores na ordem dos 5%, por atingirem o seu limite elástico reversível. Quando este limite é atingido, os LDT's são retirados através de um sistema de pesca e, caso o provete ainda não tenha atingido a rotura, a medição das deformações continua a ser medida através dos deflectómetros exteriores. É feita, então, uma pequena correcção das medições externas através da relação entre as deformações medidas internamente e externamente, antes dos deflectómetros serem retirados.

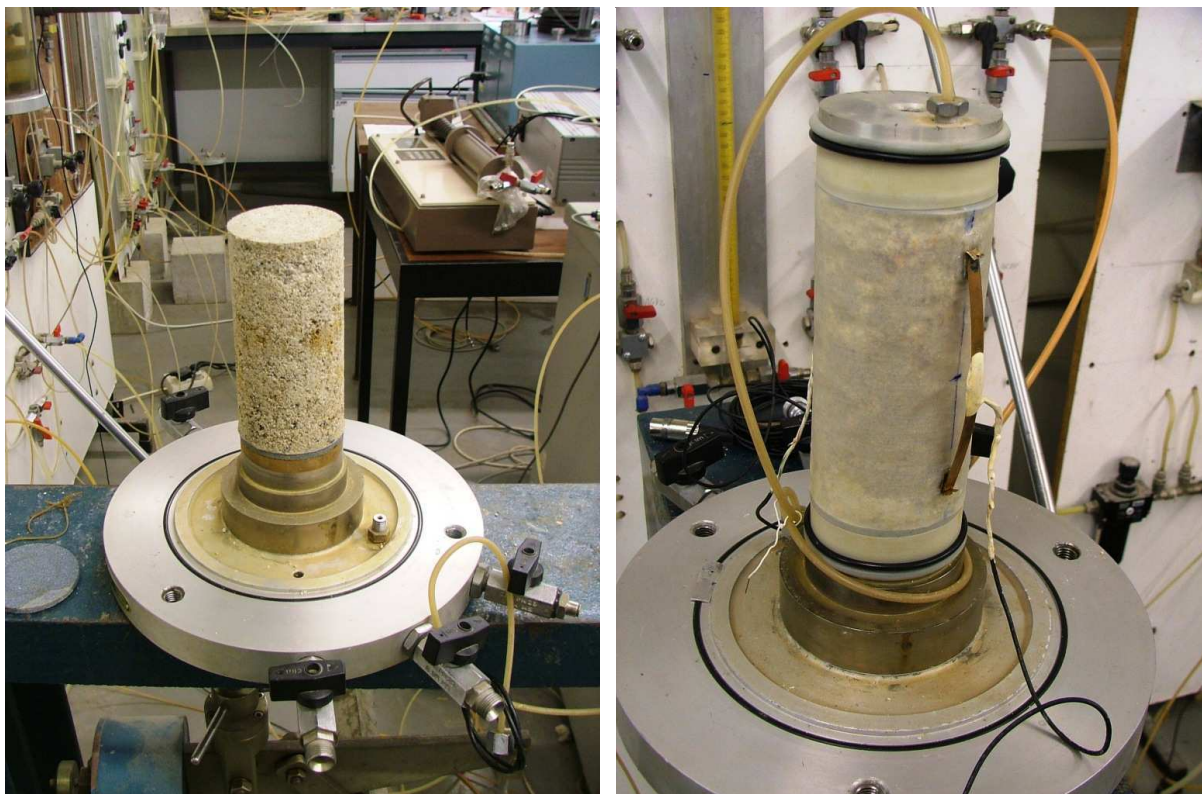


Figura 3.4 – Exemplo dos provetes ensaiados: lado esquerdo Triax 5 e lado direito Triax 6 com pormenor da instrumentação através de LDT's, (fotografia de Ferreira, 2007).

De seguida, apresentam-se os resultados obtidos para cada um dos provetes através de 2 curvas: a curva de tensão (tensão de desvio [$\sigma'_1 - \sigma'_3$]) versus deformação (ϵ_1) e a curva representativa da variação volumétrica (ϵ_v versus ϵ_1).

Proвете Triax 1

Este provete, em condições de humidade natural, foi submetido a uma extensão (o único) na câmara “Bishop-Wesley” através do alívio da tensão vertical, mantendo a tensão radial constante. Os resultados obtidos deste ensaio encontram-se representados na Figura 3.5. Este ensaio foi realizado em condições não drenadas, logo não se efectuou medição de volume. Neste ensaio não houve registo de excessos de pressões neutras significativas como se pode observar na Figura 3.13.

A curva de tensão-deformação representa os valores obtidos através da instrumentação interna e da instrumentação externa. Devido a uma maior fiabilidade da instrumentação interna, foi esta a que foi considerada em análises posteriores.

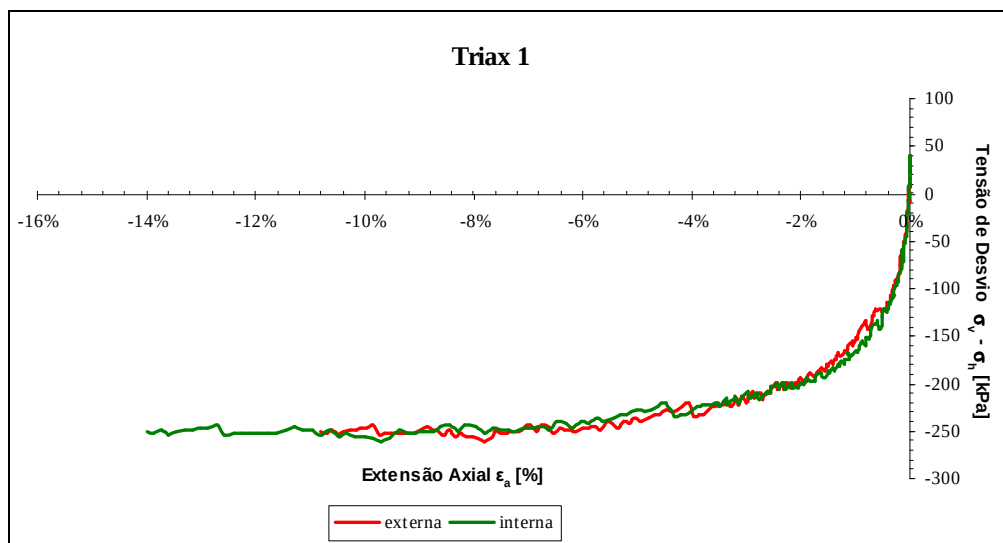


Figura 3.5 – Curva tensão-deformação (Triax 1, σ_v' decrescente e σ_h' constante).

Este provete encontra-se representado na Figura 3.6, onde é notória a superfície de rotura (que está posicionada entre os pontos de contacto da instrumentação).



Figura 3.6 – Exemplo do provete Triax 1, que foi ensaiado à extensão.

Provete Triax 2

Este provete, em condições de humidade natural, foi submetido à compressão triaxial na câmara “Bishop-Wesley” através do alívio da tensão horizontal, mantendo a tensão axial constante. Os resultados obtidos deste ensaio encontram-se representados na Figura 3.7. Também neste ensaio não

se efectuou medição de volume, por também ser do tipo não drenado. O registo dos excessos de pressões neutras é negativo, como é possível observar na Figura 3.13.

A curva de tensão-deformação foi feita apenas com recurso a um só electro-inclinómetro, pelo facto de um segundo ter funcionado mal (Figura 3.8).

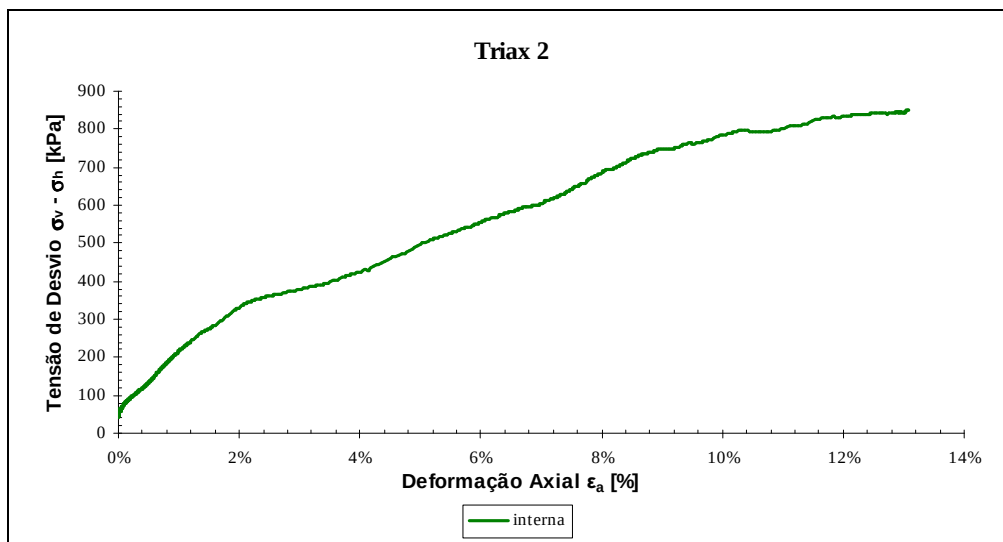


Figura 3.7 - Curva tensão-deformação (Triax 2, σ'_v constante e σ'_h decrescente).

O aspecto do provete, depois de conduzido à rotura, está na Figura 3.8, onde se nota claramente que um dos electro-inclinómetros (o do lado esquerdo) se partiu, anulando a validade dos dados registados.

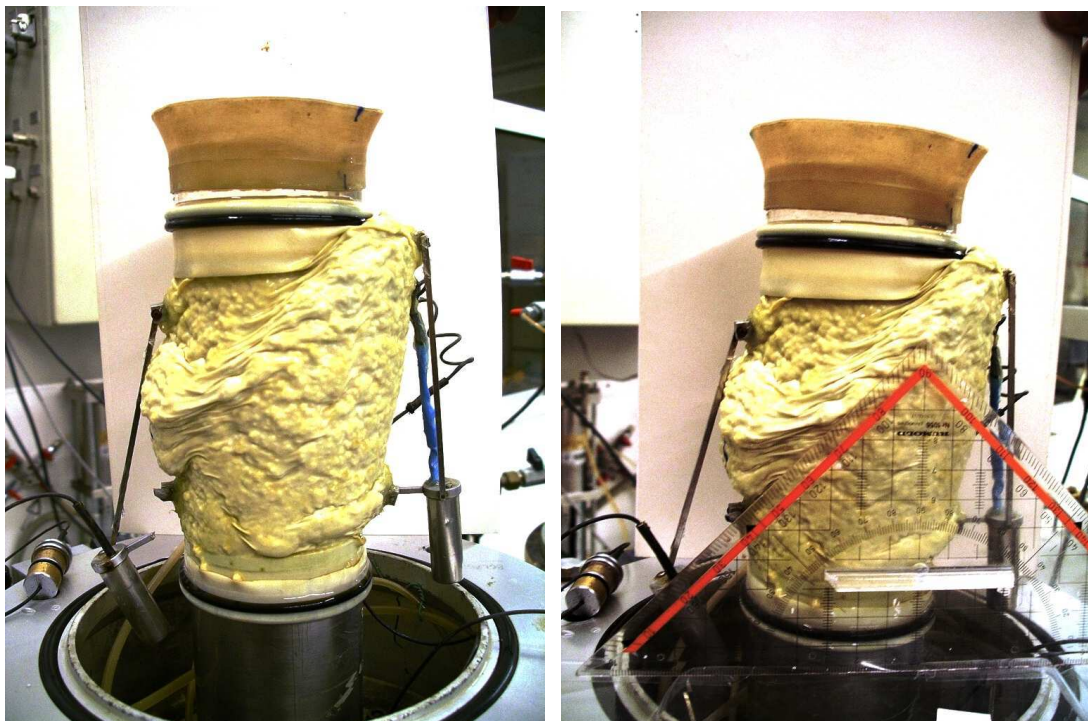


Figura 3.8 – Exemplo do provete Triax 2, que foi ensaiado à compressão.

Provete Triax 3

Este provete foi submetido à compressão, provavelmente na câmara triaxial clássica, isto porque o ensaio foi feito há bastante tempo e não existem informações concretas relativo ao local e ao tipo do ensaio, tendo sido apenas disponibilizados os resultados do ensaio já realizado. Deste modo, apresentam-se as curvas de tensão-deformação e da variação volumétrica disponibilizadas.

A curva de tensão-deformação considerada contém a contribuição da instrumentação interna (com a contribuição de apenas um LDT) e da externa. Como já foi dito anteriormente, para um dado valor de extensão, os LDT's tiveram de ser recolhidos continuando a medição a ser feita através do deflectómetro colocado exteriormente (medição externa). A curva considerada para análises posteriores (curva azul da Figura 3.9) consiste na instrumentação interna, devido à sua fiabilidade, até os LDT's serem recolhidos, adoptando daí em diante a instrumentação externa com a correcção já referida atrás.

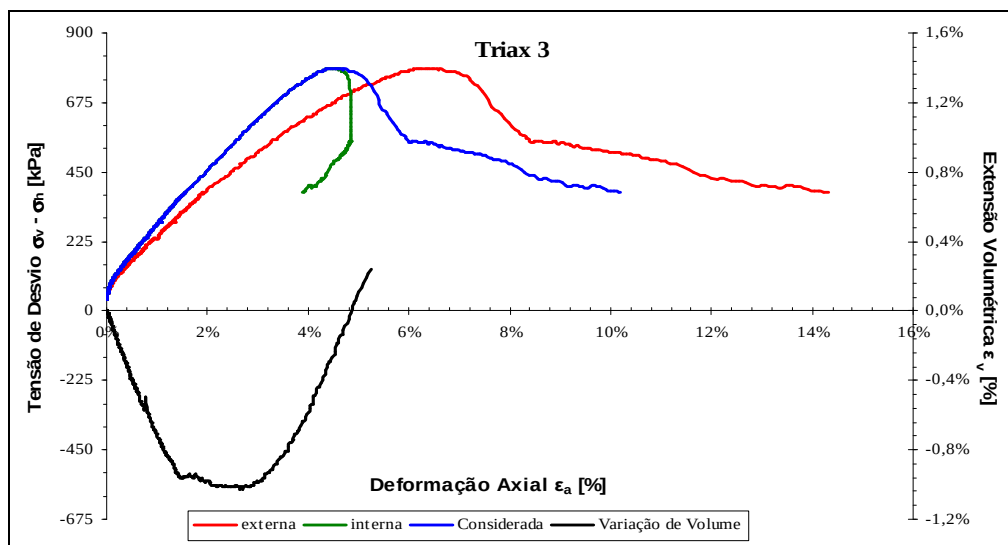


Figura 3.9 – Curvas da tensão-deformação e variação volumétrica (Triax 3, compressão clássica, σ'_v crescente).

Provete Triax 4

Este provete foi ensaiado à compressão por aumento de tensão vertical numa câmara triaxial convencional. Neste provete houve uma ligeira dificuldade para a aquisição da carga axial aplicada pelo pistão. Isto deveu-se ao facto da célula de medição da carga colocada internamente só registar valores de carga em patamares de 5 N. Deste modo, foi aplicada uma célula de carga externa, com muito menos fiabilidade, para se fazer a aquisição de dados. O valor considerado para a carga aplicada em cada um dos instantes foi feito através de uma ponderação cuidada de cada um dos valores registados pelas duas células aplicadas, obtendo-se daí um erro associado que não se poderá contabilizar. Em contrapartida, a aquisição dos valores da variação do volume forneceram resultados bastante fiáveis. Ambas as curvas encontram-se representadas nos gráficos das figuras seguintes.

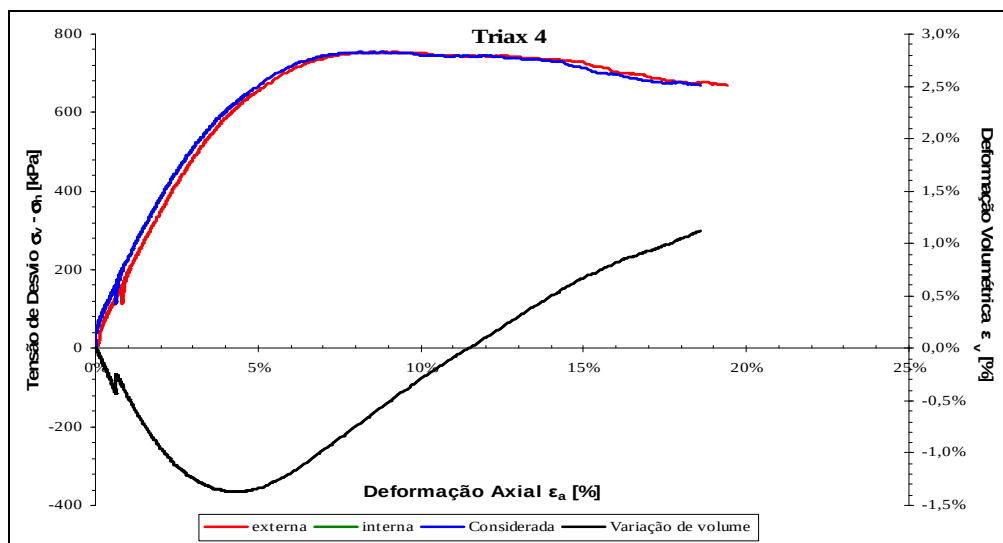


Figura 3.10 – Curvas da tensão-deformação e variação volumétrica (Triax 4, compressão clássica, σ'_v crescente).

Provete Triax 5

Este provete foi ensaiado, tal como os outros dois anteriores também, à compressão clássica numa câmara triaxial convencional. Neste provete houve problemas na aquisição dos dados da variação do volume nos momentos iniciais do ensaio, não havendo grande fiabilidade na curva correspondente à variação volumétrica (a curva com a variação volumétrica não será apresentada). A curva de tensão-deformação encontra-se representada na Figura 3.11.

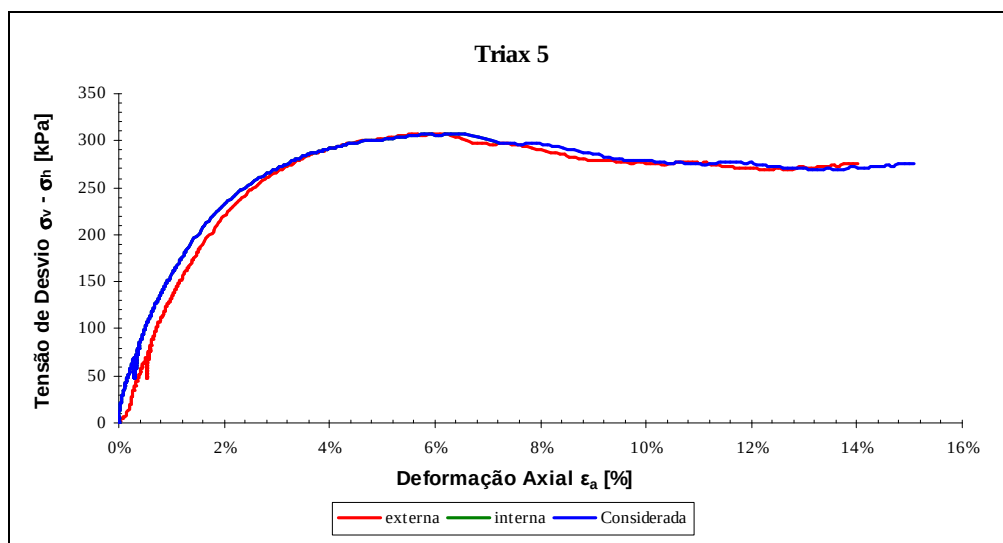


Figura 3.11 – Curvas da tensão-deformação e variação volumétrica (Triax 5, compressão clássica, σ'_v crescente).

Provete Triax 6

Este ensaio foi conduzido à compressão numa câmara triaxial convencional. Neste provete não se registaram problemas na aquisição dos dados. Ambas as curvas encontram-se representadas nas figuras seguintes.

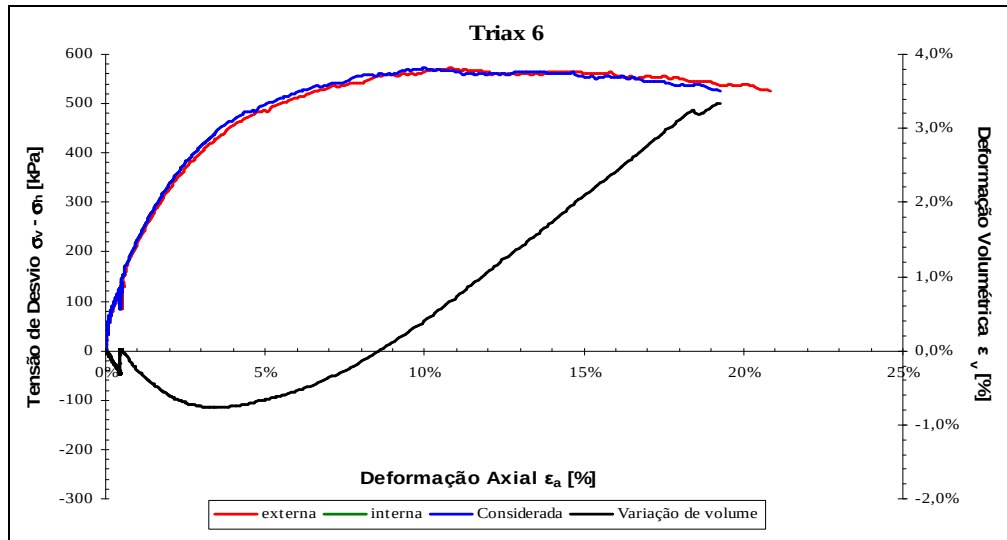


Figura 3.12 – Curvas da tensão-deformação e variação volumétrica (Triax 6, compressão clássica, σ'_v crescente).

Trajectórias de tensões de todos os provetes

Com os 6 provetes é possível representar as trajectórias no espaço de invariantes de tensões p' , q , sendo q a tensão de desvio ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) e p' a tensão média $(\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3) / 3$. Neste espaço é possível determinar as características resistentes deste solo, como se verá mais à frente. As trajectórias dos 6 provetes encontram-se representadas na Figura 3.13.

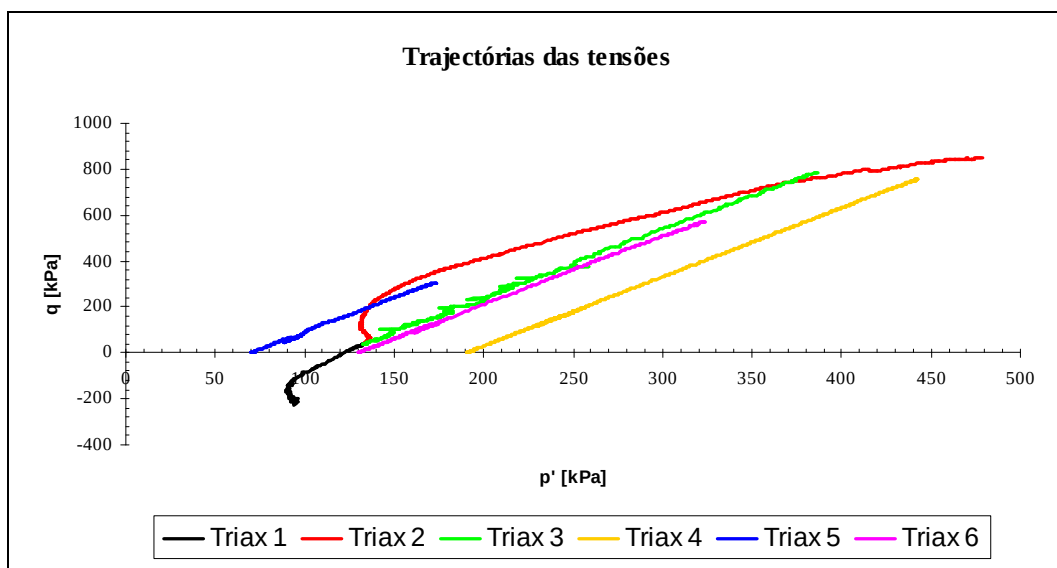


Figura 3.13 – Representação da trajectória de tensões no espaço de invariantes de tensões p' , q .

3.1.3. ENSAIOS EDMÉTRICOS

Os ensaios edométricos foram efectuados em 2 provetes com iguais dimensões (125 mm de diâmetro e 50 mm de altura), embora um deles tenha sido realizado próximo da época de recolha do bloco (Edo 1), enquanto que o outro ensaio foi já realizado recentemente (Edo 2). Os dois ensaios foram conduzidos com escalões de carga semelhantes. As curvas obtidas em cada um dos ensaios estão representadas no gráfico da Figura 3.14. Como se pode constatar posteriormente, as duas amostras

embora recolhidas do mesmo bloco têm um comportamento de compressibilidade ligeiramente diferente, sendo a amostra relativa ao ensaio Edo 2 mais deformável que a amostra do ensaio Edo 1.

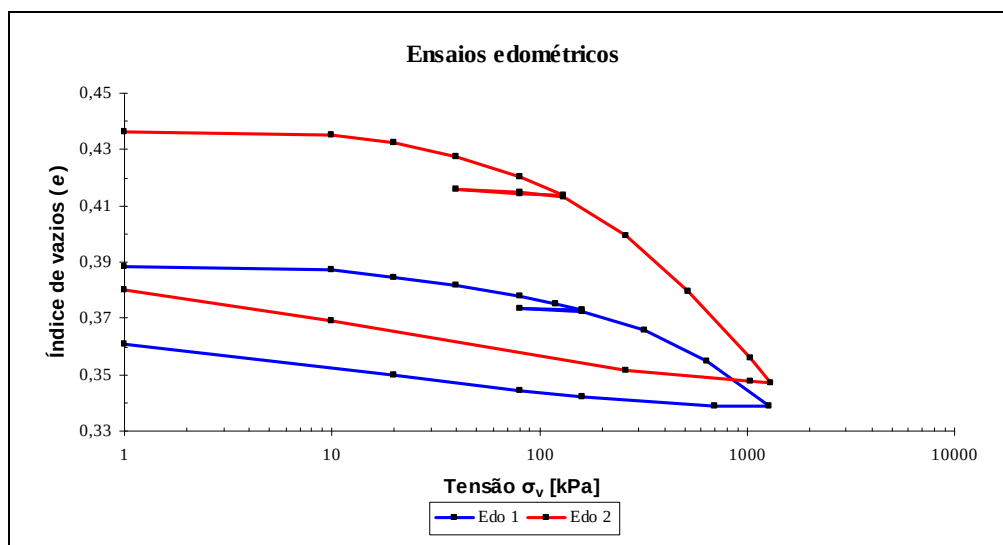


Figura 3.14 – Curvas obtidas nos ensaios edométricos (Edo 1 e Edo 2).

3.1.4. ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

Foi também feita uma tentativa para analisar a permeabilidade deste solo com recurso a um ensaio de percolação em câmara triaxial. Deste modo, foi forçada uma percolação com três níveis de perda de carga (2 kPa, 5 kPa e 10 kPa) entre o topo e a base da amostra, no provete Triax 6. Não se apresentam os resultados obtidos, por destes terem sido derivados valores de permeabilidade muito baixos (da ordem dos 10^{-7} - 10^{-8} m/s), o que não corresponde aos valores medidos através dos ensaios de permeabilidade de campo (Lefranc) realizados (NORMETRO, 2002a), nem à experiência acumulada neste tipo de solos (Viana da Fonseca e Coutinho, 2008). Este facto pode estar associado ao preenchimento dos vazios pelos materiais mais finos do provete diminuindo a permeabilidade deste, ou ao facto da amostra ser um pouco caulinizada. Também não será estranho o facto de as estruturas relicares (fracturas e falhas), presentes no maciço residual, poderem aumentar a condutividade hidráulica.

3.2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS UTILIZADOS

Para simular o comportamento da escavação para posteriormente se recorrer a estudos de retro-análise foi utilizado o Software comercial Plaxis® (Versão 8.2). Este software, que se baseia no método de elementos finitos, tem uma interface bastante amigável/intuitiva e permite analisar, em termos de simulações numéricas, o comportamento das obras a estudar. Os modelos constitutivos existentes que regem o comportamento do solo neste tipo de simulações são vários, desde o mais básico (elástico linear) até aos mais complexos (solos moles com comportamento de fluência). No entanto, no presente trabalho, só se utilizaram dois deles: o modelo de Mohr-Coulomb e o Modelo “*Hardening-Soil*”. O primeiro já é sobejamente conhecido, enquanto o segundo é uma adaptação do modelo hiperbólico também já estudado por bastantes investigadores. Apresentam-se em seguida, por ser relevante para a definição dos parâmetros, a partir dos ensaios que se descrevem neste capítulo, estes dois modelos que foram utilizados para a modelação dos solos do maciço descritos atrás e os respectivos parâmetros que os caracterizam.

3.2.1. MODELO DE MOHR-COULOMB

O modelo de Mohr-Coulomb pode-se considerar como uma aproximação de primeira ordem em relação ao comportamento real do solo, que tem um comportamento não linear.

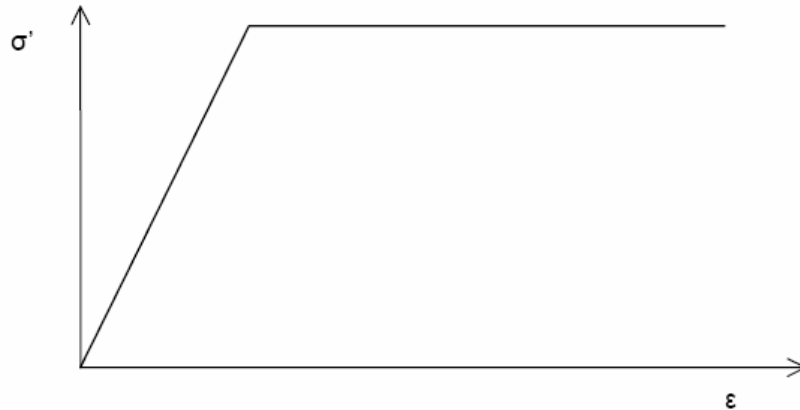


Figura 3.15 – Modelo elástico perfeitamente plástico.

Tal como demonstra a Figura 3.15, este é um modelo elástico perfeitamente plástico ou seja, existe um ponto a partir do qual o solo deixa de exibir as suas propriedades elásticas passando a ter um comportamento perfeitamente plástico. A plasticidade está associada ao desenvolvimento de deformações irreversíveis. Nessa fase são geradas significativas deformações plásticas mesmo sem incremento de tensão, falando-se, assim, de fluxo plástico. O lugar geométrico dos pontos onde começam a ocorrer deformações plásticas é a chamada superfície de cedência.

A lei de fluxo define os incrementos de deformação plástica, através do conceito de potencial plástico. Pelo princípio da normalidade, os incrementos de deformação plástica são normais à superfície, definidas pelo potencial plástico. Quando a função de potencial plástico iguala a função de cedência, tem-se uma lei de fluxo associado, ou seja, as direcções das tensões principais coincidem com as direcções dos incrementos principais da deformação plástica. Neste caso são satisfeitos os princípios de continuidade, consistência, univocidade e irreversibilidade de Drucker.

Nos solos, porém, sendo a variação volumétrica durante o processo de deformação, traduzido na dilatação, independente das características na rotura, as leis de fluxo são em geral não associadas. Deste modo, a função de potencial plástico é dependente de funções de cedência – “lei de fluxo não associado” – pelo que se exprimem em ângulos de dilatação distintos dos ângulos de atrito. O contrário só se verifica nos solos argilosos normalmente consolidados em condições não drenadas (Marques, 2006).

Num modelo perfeitamente plástico a função de cedência é fixa, sendo independente da deformação plástica a que o solo está sujeito, e é definida pela expressão de Mohr-Coulomb (3.1):

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad (3.1)$$

sendo τ_f e σ'_f representam a tensão tangencial e a tensão normal na faceta onde ocorre a rotura, respectivamente. A representação do critério de cedência de Mohr-Coulomb costuma ser feita no espaço de tensões σ' - τ como se mostra na Figura 3.16.

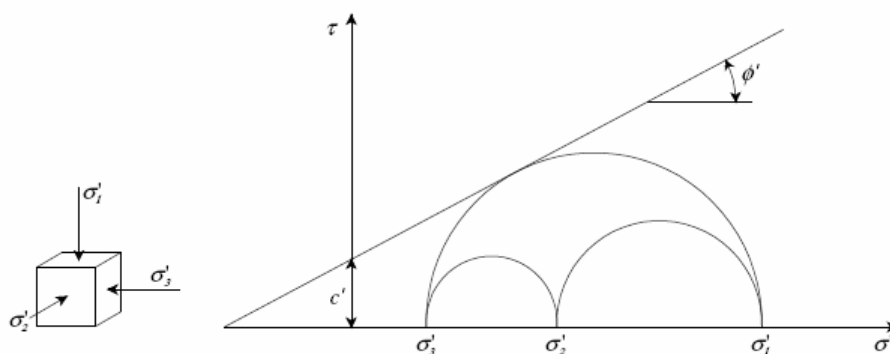


Figura 3.16 – Critério de cedência de Mohr-Coulomb.

Assim, as duas superfícies ficam definidas através de 3 parâmetros: a coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ') para definir a superfície de cedência (Figura 3.16) e o ângulo de dilatância (ψ) para definir a superfície de potencial plástico. O modelo de Mohr-Coulomb permite a existência de resistência às tracções, caso o solo tenha coesão. Essa resistência pode ser limitada a um valor (neste caso zero) activando um comando no software utilizado (*“tension cut-off”*).

Além destes parâmetros são necessários mais dois parâmetros elásticos para definir os estados de tensão interiores à superfície de cedência, o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

A escolha do primeiro valor merece atenção devido ao facto de se poderem obter diferentes módulos de deformabilidade devido ao comportamento não linear apresentado pelos solos, como pretende demonstrar a Figura 3.17.

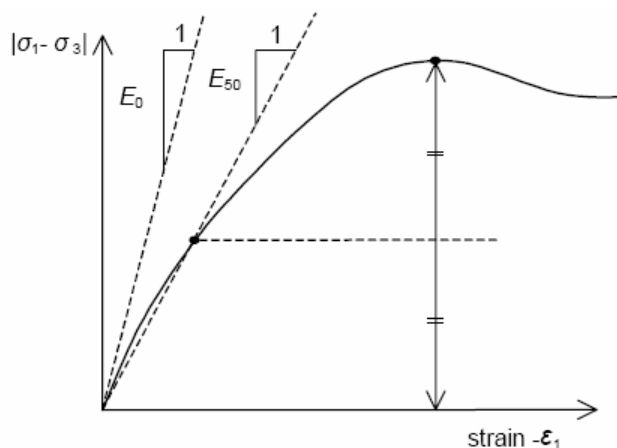


Figura 3.17 – Definição dos vários módulos de deformabilidade.

O valor de E_0 só deve ser usado, caso os solos apresentem uma elasticidade linear perfeita; em geral este módulo desde muitas baixas deformações, pelo que é muitas vezes aconselhável o uso do valor do E_{50} como parâmetro representativo do comportamento global (normalmente os mais correntes e usuais, uma vez que os solos apresentam um comportamento fortemente não linear). O software utilizado permite que este parâmetro varie em profundidade linearmente, à semelhança da coesão, o que os torna mais próximos das suas características.

A vantagem desta lei constitutiva reside no facto de se apoiar em parâmetros simples, sobre os quais existe habitualmente bastante informação, tendo uma aproximação bastante razoável da realidade.

3.2.2. MODELO HIPERBÓLICO

Este modelo “elástico” não linear consiste em aproximar o comportamento real do solo, em primeira carga, a uma lei hiperbólica, considerando existentes deformações não reversíveis através do aumento da deformabilidade com a deformação e adoptando um módulo de deformabilidade em descarga/recarga diferente do módulo adoptado em primeira carga. Este método, utilizado por diversos autores que têm obtido resultados bastante satisfatórios, permite aferir os parâmetros com alguma facilidade nomeadamente com recurso a ensaios triaxiais, surgindo de uma generalização da teoria da elasticidade, onde as curvas de tensão-deformação dos solos podem ser representadas por uma hipérbole de acordo com a expressão 3.2:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b \cdot \varepsilon_a} \quad (3.2)$$

onde $\sigma_1 - \sigma_3$ corresponde à tensão de desvio e ε_a à deformação axial correspondente.

Os parâmetros a e b são os parâmetros definidores da hipérbole que podem ser retirados através da equação anterior que matematicamente representa a família de hipérboles que parte da origem e tem uma assíntota horizontal igual a $1/b$. O significado desta assíntota representa o valor da tensão de desvio máxima que o modelo considera.

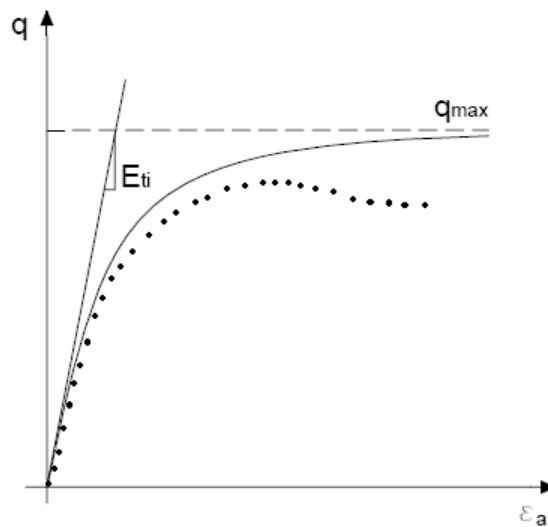


Figura 3.18 – Aproximação de um ensaio de um solo através de uma hipérbole.

Partindo da expressão (3.2), depois de linearizada, é possível conhecer o significado físico dos parâmetros a e b . Com um gráfico semelhante ao da Figura 3.19, a partir de um ensaio triaxial, é possível determinar facilmente o valor do módulo de deformabilidade inicial (E_{ti}) e o valor da tensão de desvio máxima ($q_{máx}$).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b \cdot \varepsilon_a} \Leftrightarrow \frac{\varepsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b \cdot \varepsilon_a \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_a \rightarrow 0 \Rightarrow a \approx \frac{1}{E_{ti}} \\ \varepsilon_a \rightarrow \infty \Rightarrow b \approx \frac{1}{q_{máx}} \end{cases} \quad (3.3)$$

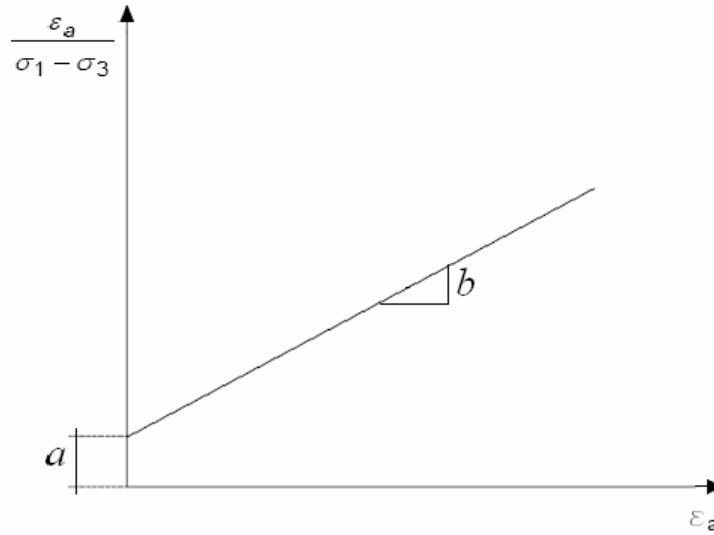


Figura 3.19 – Linearização da lei hiperbólica.

Como a lei hiperbólica prevê uma assíntota horizontal para a definição da tensão de desvio de rotura, esta nunca acontece havendo a necessidade de definir um parâmetro para que o solo entre em rotura quando a tensão de desvio atinge um determinado valor que se encontra dependente do valor da tensão de desvio máxima. Esse parâmetro, coeficiente de rotura (R_f), é dado pela relação entre a tensão de desvio que provoca a rotura do material e a tensão de desvio máxima dada pelo modelo:

$$R_f = \frac{q_f}{q_{máx}} \quad (3.4)$$

O valor de q_f é dado através do critério de rotura de Mohr-Coulomb, considerando os parâmetros de resistência (c' e ϕ') retirados a partir da envolvente dos ensaios triaxiais na rotura.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos \phi' + 2 \cdot \sigma'_3 \cdot \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (3.5)$$

Para a determinação do módulo de deformabilidade tangente em qualquer ponto da curva, Duncan e Chang (1970) derivaram a expressão (3.2) em ordem a ε_a e consideraram que este módulo seria dependente da tensão de confinamento, nos termos propostos por Janbu (1963), obtendo a seguinte expressão:

$$E_{ti} = K_{ti} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma'_{rc}}{p_a} \right)^n \quad (3.6)$$

onde p_a representa a pressão atmosférica e K e n os parâmetros determinados em função dos ensaios triaxiais. Também esta expressão pode ser facilmente linearizada através de um gráfico como mostra a Figura 3.20, onde cada um dos pontos representa o valor de um ensaio triaxial realizado.

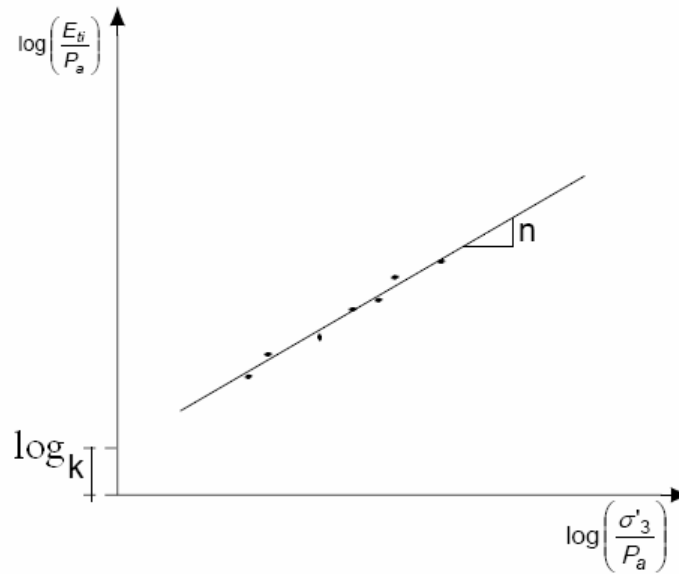


Figura 3.20 – Linearização da expressão de Janbu (1963).

Todos estes parâmetros são suficientes para definir completamente uma hipérbole de aproximação ao solo. De salientar o facto deste modelo não conseguir fazer a representação do amolecimento do solo após a rotura. Se o pico for acentuado, a rotura irá corresponder a esse pico, mas se o pico não for relevante, este modelo poderá prever o comportamento do solo até se atingirem grandes deformações. (Al-Shayea *et al.*, 2003).

Todas estas premissas são válidas para o caso da consolidação ser isotrópica. Caso a consolidação seja anisotrópica (ou seja K_0 menor que 1) há a necessidade de se fazerem uns pequenos ajustes na hipérbole de modo a que as expressões continuem válidas. Esse ajuste consiste em subtrair à tensão de desvio em cada ponto da hipérbole a tensão de desvio de consolidação, de acordo com a expressão seguinte:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3)_c = \frac{\varepsilon_a}{a + b \cdot \varepsilon_a} \quad (3.7)$$

A hipérbole obtida deixa de ter início na origem dos eixos coordenados, partindo do ponto cuja ordenada é dada, a partir da expressão matemática, igualando a ordenada a zero:

$$y - y_0 = \frac{x}{a + b \cdot x} \Rightarrow 0 - y_0 = \frac{x}{a + b \cdot x} \Leftrightarrow x_0 = \frac{-y_0 \cdot a}{1 + y_0 \cdot b} \quad (3.8)$$

A curva hiperbólica para os casos de consolidação anisotrópica toma o formato da Figura 3.21.

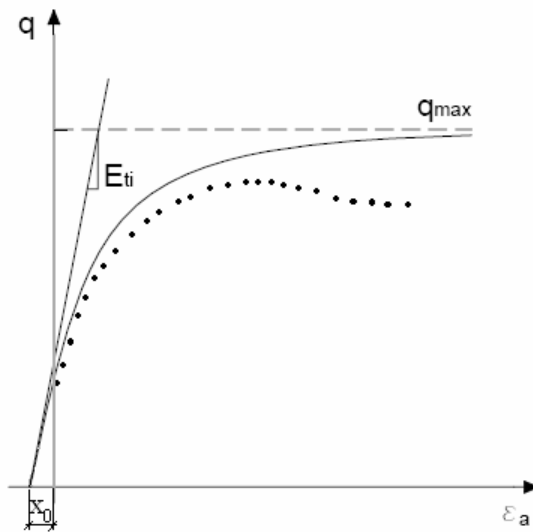


Figura 3.21 – Aproximação hiperbólica para o caso anisotrópico (adaptado de Rios Silva, 2007).

3.2.3. HARDENING SOIL MODEL

Este modelo é um modelo elasto-plástico que considera que o incremento total da deformação é composto por duas parcelas, uma elástica e outra plástica.

Os grandes avanços que este modelo apresenta em relação ao modelo hiperbólico consistem no uso da teoria da plasticidade, na inclusão da dilatância dos solos e por introduzir uma superfície de cedência.

A parcela elástica é dependente do incremento de tensão e calculada pela Lei de Hooke, admitindo um coeficiente de Poisson constante e um módulo de deformabilidade, E_{ur} , definido em trajectórias descarga-recarga. A parcela elástica é dividida em duas componentes, uma que traduz o efeito da tensão de desvio e outra que procura traduzir o efeito dos carregamentos isotrópicos. Ambas as componentes são calculadas empregando a teoria incremental da plasticidade. (Rios Silva *et al.*, 2008)

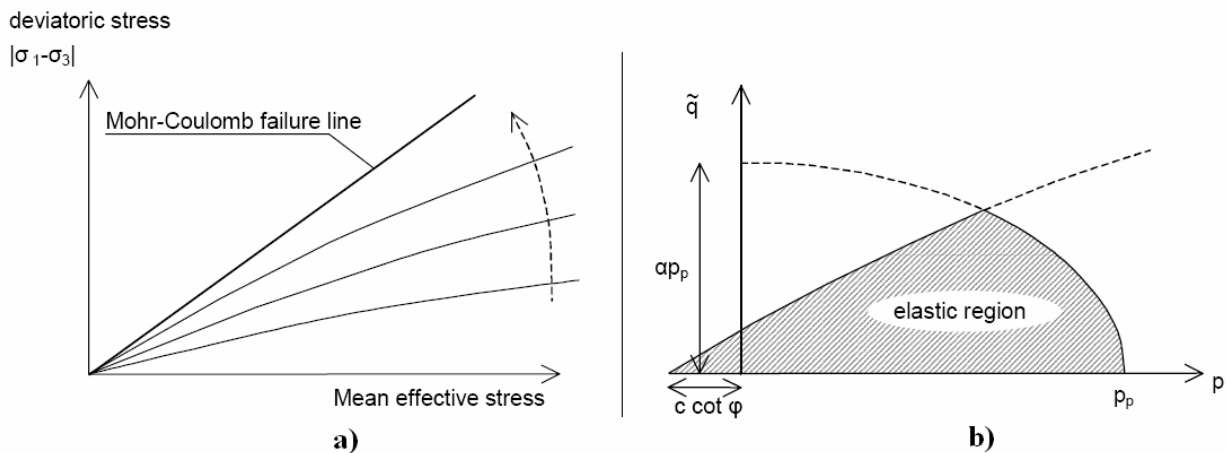


Figura 3.22 – Envolturas de cedência: a) por corte, b) por compressão (Brinkgreve *et. al.*, 2004).

Ambas as envolturas formam uma superfície de cedência em formato tridimensional quando representadas no espaço das tensões principais (Figura 3.23).

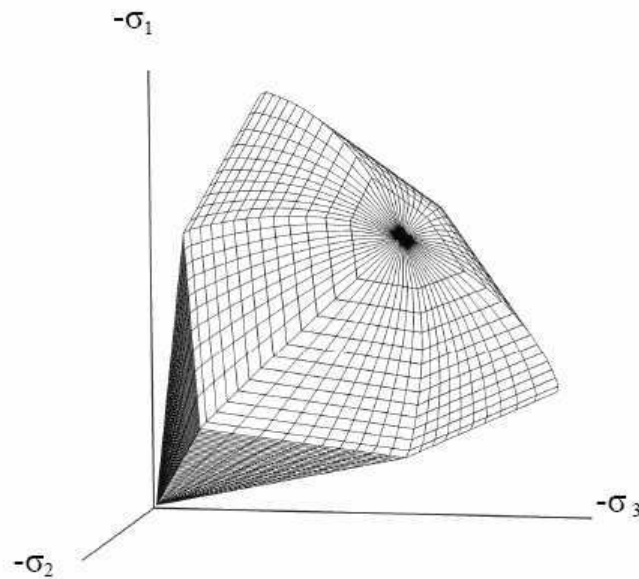


Figura 3.23 – Representação tridimensional da superfície de cedência para um solo sem coesão.

“As funções de cedência e de potencial plástico utilizadas na determinação das deformações plásticas causadas por um incremento das tensões de desvio não são coincidentes. A primeira é função do módulo de deformabilidade descarga-recarga, E_{ur} , do módulo de deformabilidade, E_{50} , correspondente ao módulo secante definido para uma tensão de desvio igual a metade da tensão de desvio máxima, e do parâmetro R_f . A evolução da superfície de cedência no espaço das tensões, até à envolvente de rotura definida pelo critério de Mohr-Coulomb, é controlada pela chamada deformação de corte plástica, definida como sendo duas vezes a extensão máxima plástica. A característica principal desta função de cedência definida no *Hardening-Soil Model* é a de que ela reproduz a mesma lei hiperbólica, para a curva tensão-deformação de um ensaio triaxial clássico, que o modelo de Duncan e Chang (1970). Por sua vez a função potencial plástico é dependente do ângulo de dilatância, ψ .” (Rios Silva, 2008)

Este modelo é dos que melhor consegue fazer a representação do solo, em especial nos ciclos de carga, descarga e recarga, impostos pelas sucessivas fases de escavação e aplicação de pré-esforço. Daí o aconselhamento da sua utilização no presente trabalho.

A relação hiperbólica tensão-deformação, neste modelo, é dada através da Figura 3.24.

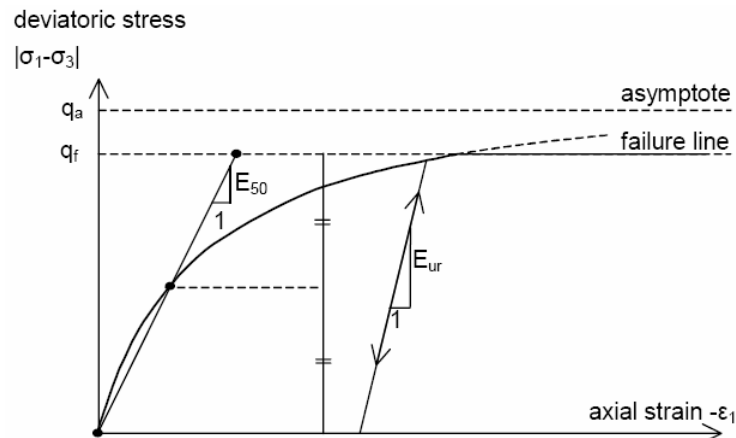


Figura 3.24 – Relação hiperbólica tensão-deformação num ensaio triaxial de compressão drenado.

Os parâmetros que caracterizam este modelo, além dos 2 de resistência já referidos em 3.2.1 (c' , ϕ') e a dilatância (ψ), são os parâmetros de deformabilidade e outros que podem ser pré-definidos pelo programa. Os parâmetros de deformabilidade consistem em três módulos de deformabilidade para uma dada pressão de referência (que também poderá ser definida pelo utilizador), o E_{50}^{ref} , o E_{oed}^{ref} e o E_{ur}^{ref} e por um parâmetro m que traduz a dependência (única) desses módulos com a tensão de confinamento.

O valor de E_{50}^{ref} consiste no módulo de deformabilidade tirado através do primeiro carregamento, no ponto correspondente a 50% da carga de rotura, enquanto o valor de E_{oed}^{ref} corresponde ao módulo de deformabilidade volumétrico do solo, sendo obtido através do ensaio edométrico. Por fim, o valor de E_{ur}^{ref} é o módulo de deformabilidade da segunda carga (recarga), após ter sido efectuada uma descarga. A independência dos módulos de deformabilidade devido à componente volumétrica em relação à componente de corte constitui uma mais valia deste modelo, uma vez que as superfícies de cedência de cada uma destas componentes são distintas. No entanto, estão ambos dependentes do mesmo parâmetro m , o que na realidade pode não acontecer.

Cada um destes módulos é calculado, dependendo da tensão de confinamento sujeita (σ'_3) e da pressão de referência considerada, de acordo com as expressões seguintes.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi' - \sigma'_3 \cdot \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p^{ref} \cdot \sin \phi'} \right)^m \quad (3.9)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi' - \sigma'_3 \cdot \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p^{ref} \cdot \sin \phi'} \right)^m \quad (3.10)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi' - \sigma'_3 \cdot \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p^{ref} \cdot \sin \phi'} \right)^m \quad (3.11)$$

Estas expressões, para facilitar a retirada dos valores de referência e de m , podem ser ligeiramente modificadas. Assim as expressões (3.9), (3.10) e (3.11) podem tomar a forma da expressão seguinte (3.12):

$$E_i = E_i^{ref} \cdot X^m, X = f(c', \phi', \sigma'_3, p^{ref}) \Leftrightarrow \log(E_i) = \log(E_i^{ref}) + m \cdot \log(X) \quad (3.12)$$

Sendo X uma função, definida de acordo com a expressão seguinte (3.13):

$$X = \frac{c' \cdot \cos \phi' - \sigma'_3 \cdot \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p^{ref} \cdot \sin \phi'} \quad (3.13)$$

Esta expressão pode facilmente ser disposta graficamente onde, aproximando uma recta aos pontos do gráfico, se podem derivar os valores de E_i^{ref} e de m , tal como mostra a figura.

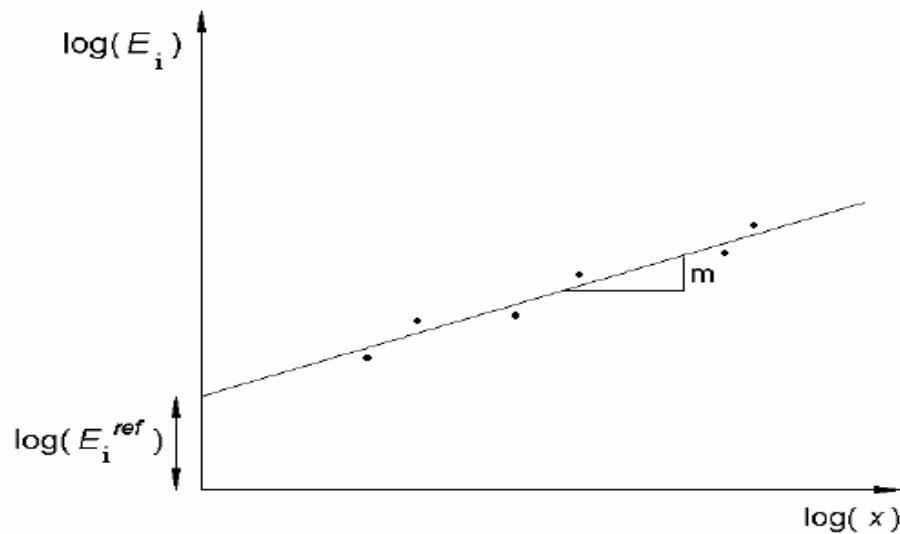


Figura 3.25 – Recta que permite tirar os valores de referência e o valor de m .

Além destes parâmetros existem outros como o coeficiente de Poisson para a recarga (ν_{ur} , por defeito igual a 0,2), a pressão de referência (p_{ref} , por defeito igual a 100 kPa), o coeficiente de impulso em repouso (K_0), o coeficiente de rotura (R_f , por defeito igual a 0,9) e o índice de vazios inicial (e_{init} , por defeito igual a 0,5).

3.3. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS SOLOS

Após ter sido apresentada a caracterização geológica-geotécnica, feita no âmbito do projecto da Viaponte, Lda., e terem sido definidos os vários modelos passíveis de ser utilizados na modelação da escavação em apreço, em particular na secção seleccionada, é necessário escolher o modelo mais adequado para se fazer a determinação dos parâmetros para cada um dos tipos de solos existentes na secção em estudo. Cada um destes horizontes foi objecto de uma breve descrição anteriormente em 2. A determinação destes parâmetros foi feita a partir da consulta das sondagens e dos ensaios existentes para cada um dos horizontes, sendo que no correspondente à classe de granito W5-W4 foi feita uma calibração entre os ensaios existentes e descritos em 3.1, para se poder obter uma melhor aproximação.

3.3.1. ATERRO

Para esta camada não existem muitos dados que nos possam fornecer os parâmetros para a sua modelação. Deste modo, para esta camada, foi adoptado o modelo de Mohr-Coulomb e através da descrição do tipo de solo encontrado foi feita uma estimativa à luz da experiência (como assumido em projecto) para cada um dos parâmetros necessários para definir o modelo.

Sendo este um solo areno-siltoso compactado (correspondente a uma mistura de materiais finos e materiais de aterro com pedras e grossos), o valor do coeficiente de permeabilidade (k_x e k_y) torna-se baixo devido à existência dos finos que o tornam pouco permeável. Adoptou-se o valor de 10^{-6} m/s para a permeabilidade admitindo que esta é igual nas duas direcções x e y . O valor dos pesos volúmicos seco e saturado é de 19 e 21 kN/m³, respectivamente.

O valor do ângulo de atrito, foi assumido como sendo um valor baixo, devido igualmente à presença de finos, estimando-se uma muito baixa dilatância (admitiu-se $\psi=0$). O valor adoptado para ϕ' foi,

assim, de 27° , aceitando-se a expressão de Jaky (1944) para se determinar o valor de K_0 ($K_0=1-\sin\phi'=0,55$). Trata-se de um solo não coesivo, mas devido a uma imposição numérica do software é necessário definir um valor incipiente para a coesão ($c'=0,5$ kPa). Para a estimativa do módulo de deformabilidade, considerando-se para este um valor baixo (10 MPa) pelas mesmas razões apontadas anteriormente.

3.3.2. GRANITO W5

Para este tipo de solo já foi possível adoptar o modelo “*Hardening-Soil*”, uma vez que existem dados suficientes para se conseguir definir os parâmetros que caracterizam este modelo. Os parâmetros foram determinados com base em alguma informação relativa aos ensaios SPT que se realizaram na zona que permitiram cruzar com a experiência regional de um dos projectistas (Viana da Fonseca *et al.*, 1994 e Viana da Fonseca, 1996). No último trabalho, os parâmetros de resistência foram deduzidos de ensaios triaxiais e de retro-análises da resposta de uma sapata instrumentada neste tipo de solos, tendo sido usados diversos modelos, de cálculo, dos quais o modelo hiperbólico é exemplo. Os valores adoptados foram: ângulo de atrito igual a $36,8^\circ$ e coesão efectiva igual a 11,6 kPa. Em projecto foram tomados valores mais conservativos, tendo-se admitido um ângulo de atrito igual a 35° e uma coesão de 5 kPa. Em relação à dilatância, o valor deste parâmetro está bastante dependente da tensão de confinamento a que o solo está sujeito, tendo Viana da Fonseca (1996) obtido valores que variavam de 0° a 20° . Para as tensões de confinamento a que este solo se encontra sujeito, um valor médio de 10° pareceu ser bastante razoável.

Em relação aos parâmetros de deformabilidade, como foi adoptado o modelo “*Hardening-Soil*”, são compostos por três valores. O primeiro diz respeito ao módulo de deformabilidade a 50% da rotura, o segundo ao módulo edométrico e o terceiro ao módulo de elasticidade obtido na carga e na recarga.

Em relação ao E_{50}^{ref} , obteve-se, após ter sido feito o cálculo hiperbólico através da fórmula de Janbu :

$$E = K \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma'_{rc}}{p_a} \right)^n \quad (3.14)$$

o valor de $E=E_{50}^{ref}$, para $K=189$, $\sigma'_{rc}=100$ e $n=0,45$, 19,0 MPa, ou seja cerca de 20 MPa (valor adoptado).

O módulo edométrico de referência (E_{oed}^{ref}), quando não há dados suficientes para a sua determinação, deverá, segundo o manual do software, ter um valor igual ao E_{50}^{ref} . Ao correr o programa Plaxis®, este bloqueou, devido aos valores de E_{50}^{ref} e de K_0 definidos, obrigando aquele valor a baixar para 15,86 MPa, por imposição do software. A experiência neste tipo de solos aconselha a que o E_{oed}^{ref} seja mais baixo que o E_{50}^{ref} , portanto o valor definido pareceu bastante razoável. Em relação ao módulo de deformabilidade para a descarga e recarga, foi adoptada a sugestão do manual do Plaxis®, ou seja o triplo do valor de E_{50}^{ref} (60 MPa). Para a dependência de ambos os módulos, o valor arbitrado para m foi o mesmo valor de n a que Viana da Fonseca (1996) chegou através da sua modelação hiperbólica (0,45), já que o próprio modelo implementado no Plaxis® impõe um único valor do expoente de dependência.

Em relação ao coeficiente de permeabilidade, optou-se por não se alterar os valores adoptados para o aterro ($k_x=k_y=10^{-6}$ m/s). O valor dos pesos volúmicos são também semelhantes aos do aterro, acrescidos de 0,5 kN/m³, ou seja foram escolhidos os valores de 19,5 kN/m³ e 21,5 kN/m³ para os pesos volúmicos secos e saturados do solo, respectivamente.

Resta definir os valores para o coeficiente de Poisson e para o coeficiente de impulso em repouso. Assim, para o primeiro usaram-se valores de acordo com Viana da Fonseca (1996). Para o primeiro a tendência observada foi de 0,26 e para o segundo 0,35 (obtido em ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador de Cambridge e retro-análises). Os parâmetros avançados não foram alterados sendo a pressão de referência igual a 100 kPa e o R_f igual a 0,9 (valores dados por defeito pelo programa).

3.3.3. GRANITO W5-W4

Este horizonte corresponde ao mais significativo da escavação por ser aquela que apresenta a maior dimensão. Deste modo, houve a necessidade de caracterizar melhor este solo através dos ensaios de laboratório (triaxiais e edométricos). Determinados os parâmetros através destes ensaios, foram depois calibrados simulando esses mesmos ensaios através do Plaxis® usando o modelo “Hardening-Soil”.

Em relação aos pesos volúnicos utilizados, estes advieram de uma média efectuada com todos os provetes ensaiados e cujos dados estavam disponíveis. Dessa média resultaram os valores de 18,7 kN/m³ e de 21,5 kN/m³ para os pesos volúnicos seco e saturado, respectivamente. Quanto aos valores dos coeficientes de permeabilidade, estes são uma ordem de grandeza mais alta que os dos solos anteriores sendo os seus valores iguais a 10⁻⁵ m/s para as duas direcções x e y.

O índice de vazios inicial considerado foi igualmente obtido através da média dos índices de vazios que se obtiveram dos provetes preparados do bloco, sendo esse valor igual a 0,42.

Os parâmetros de resistência foram obtidos a partir da envolvente de rotura dos vários ensaios triaxiais, no caso do ângulo de atrito e da coesão, e do gráfico da variação volumétrica no caso da dilatação do solo. No primeiro caso, a envolvente foi obtida através da aproximação da melhor recta aos pontos de rotura dos ensaios de compressão (todos os provetes, menos o ensaio Triax 1).

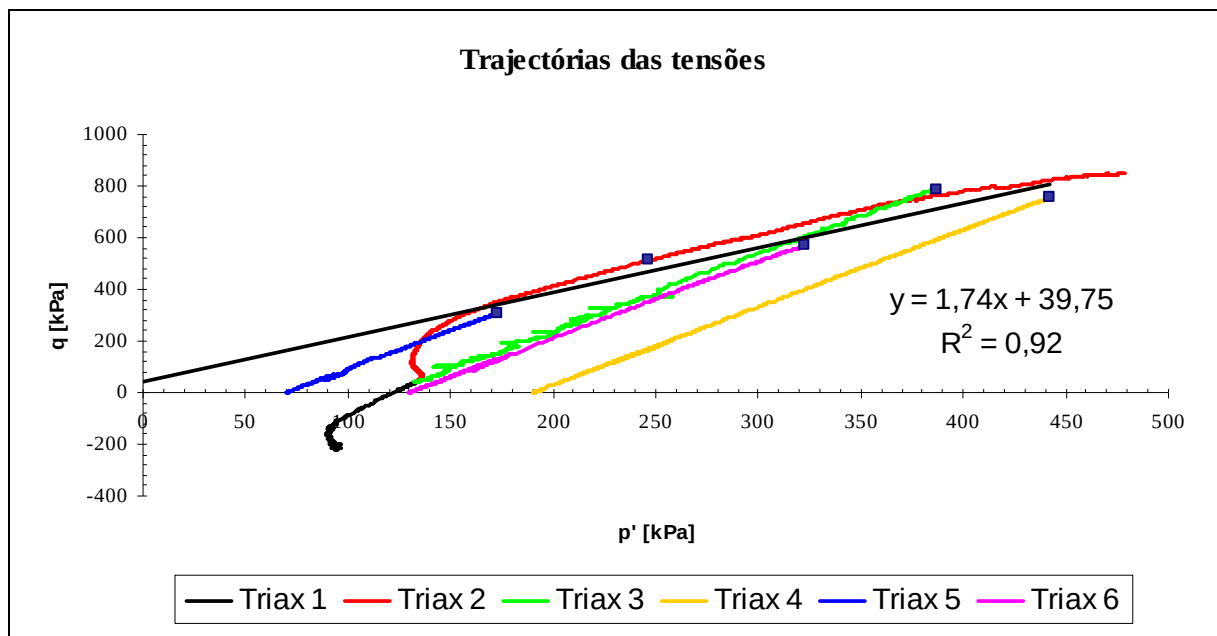


Figura 3.26 – Envolvente de rotura retirada dos ensaios triaxiais.

Os parâmetros característicos da recta que melhor se ajusta aos pontos em rotura terão de ser ajustados de modo a fornecerem o valor da coesão e do ângulo de atrito. Essa mudança de escala é dada através de:

$$c' = \frac{a}{b} \cdot \tan \phi' \quad (3.15)$$

$$\phi' = \arcsen\left(\frac{3 \cdot b}{b+6}\right) \quad (3.16)$$

os valores de a e b correspondem aos parâmetros definidores da recta, sendo a o declive e b a ordenada na origem.

Atendendo a estas expressões e aos parâmetros da recta da Figura 3.26 os valores da coesão e do ângulo de atrito são iguais a 20,9 kPa e 42,4°, respectivamente. De notar o facto destes valores terem sido obtidos após se ter conhecimento das reais dimensões dos últimos provetes ensaiados (medições feitas à posteriori, secagem e reavaliação do volume). Deste modo, quando chegou a altura de utilizar estes valores para se fazer a modelação, estes eram ligeiramente diferentes sendo a coesão de 17,6 kPa e o ângulo de atrito igual a 43,1° (houve um ligeiro ajuste na envolvente de rotura). Estes valores são um pouco mais elevados em compressão do que em extensão, olhando para o único ensaio de extensão disponível, uma vez que mantendo a mesma coesão e o mesmo ângulo de atrito em extensão, a envolvente de rotura passa mais abaixo (ou seja, acima em termos de tensões principais) do que o ponto de rotura obtido no ensaio de extensão (Triax 1).

Para a determinação da dilatância utilizaram-se os dois ensaios, cujo registo de volume apresentou valores credíveis (Triax 4 e Triax 6). Através dos gráficos das variações volumétricas é possível retirar o valor da dilatância de acordo com o esquema da Figura 3.27.

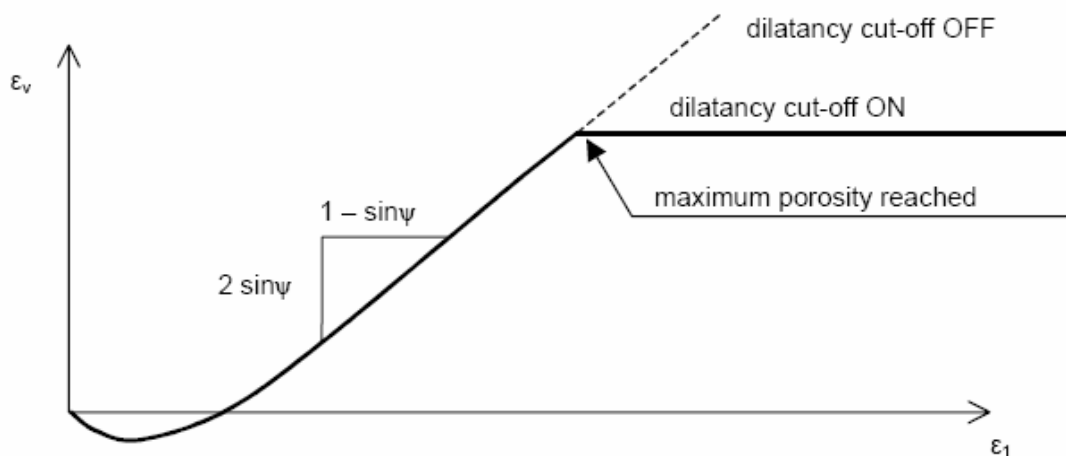


Figura 3.27 – Variação volumétrica no ensaio de compressão. Forma de tirar o valor da dilatância.

Assim, a partir da Figura 3.10 e da Figura 3.12, através da aproximação de uma recta ao último troço do gráfico é possível obter as dilatâncias de cada um dos solos através do seu declive.

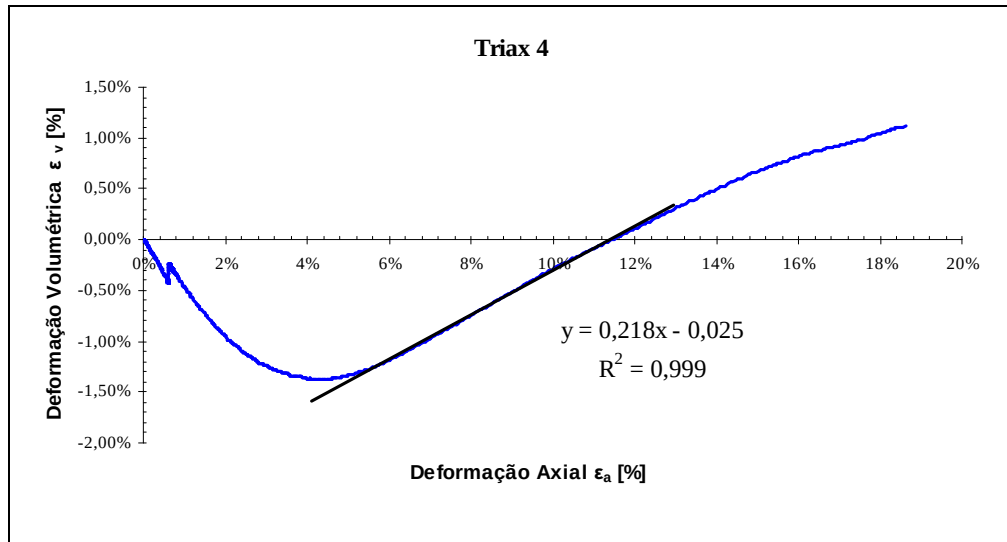


Figura 3.28 – Obtenção da dilatância a partir do ensaio triaxial Triax 4.

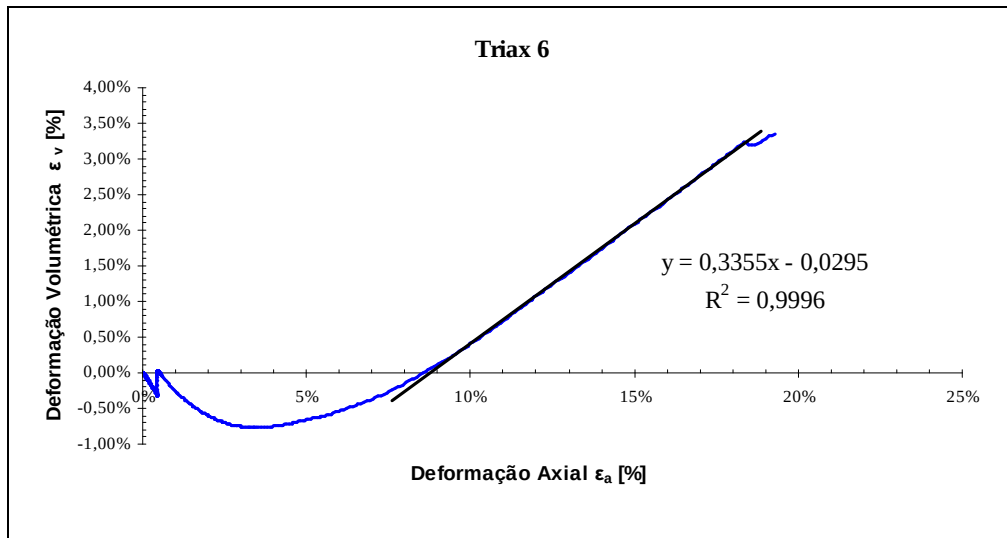


Figura 3.29 - Obtenção da dilatância a partir do ensaio triaxial Triax 6.

Os valores das dilatâncias obtidas foram 5,6° e 8,3°, respectivamente. Admite-se que um valor médio das duas seria adequado, ou seja 7,0°.

Os módulos de deformabilidade a considerar, para este solo, foram determinados a partir dos ensaios triaxiais (E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref}) e dos ensaios edométricos (E_{oed}^{ref}).

Para começar foi necessário determinar o valor do E_{50} de cada um dos ensaios. Este foi determinado a partir da modelação hiperbólica que melhor se ajusta ao ensaio. Para tal, no início foi feita uma representação da hipérbole que melhor se ajusta ao ensaio todo, mas como se pode observar nos gráficos das figuras seguintes (tomando como exemplo o ensaio Triax 6), essa aproximação não é muito boa, uma vez que a linearização do ensaio para se determinar os parâmetros a e b , característicos da hipérbole, não traduz completamente uma recta (recta vermelha da Figura 3.30).

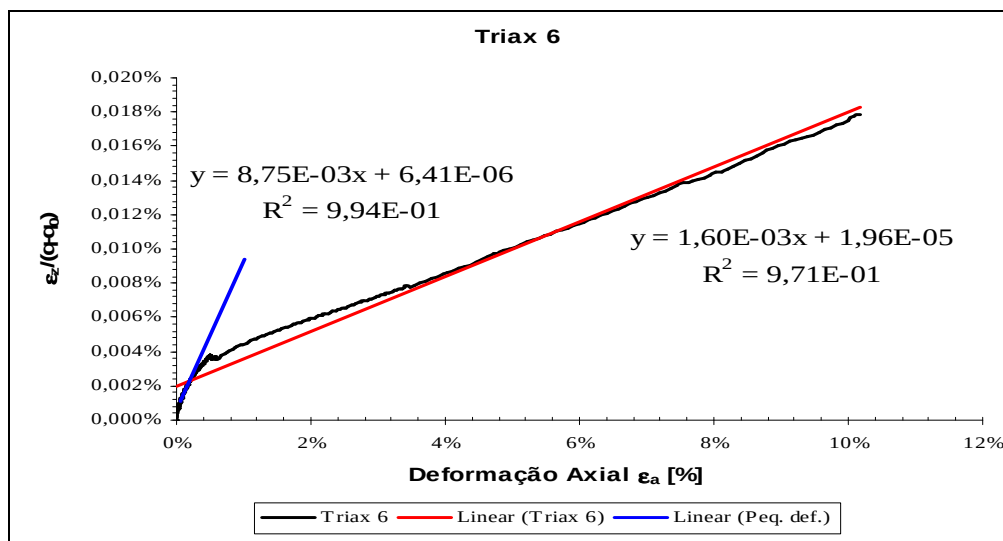


Figura 3.30 – Linearização do ensaio Triax 6, para retirar os parâmetros hiperbólicos a e b .

Uma vez que estamos perante uma escavação, não é necessário que a modelação seja tão boa para grandes deformações como para pequenas deformações. Olhando agora apenas para as pequenas deformações, como sendo as mais relevantes para a modelação hiperbólica, tentou-se nesta zona aproximar o melhor possível uma recta ignorando as primeiras aquisições de dados por serem pouco credíveis devido aos primeiros ajustes da instrumentação (recta azul da Figura 3.30). Neste gráfico, foi escolhida a recta que melhor se aproximava da linearização do ensaio, tendo sido escolhido o intervalo de deformações entre 0,05% e 0,2%. A razão de se ter escolhido esta gama de deformações prende-se com a tentativa de fazer o melhor ajuste possível junto às pequenas deformações (Figura 3.31), como recomendado em Viana da Fonseca (1996) e Viana da Fonseca e Almeida e Sousa (2002).

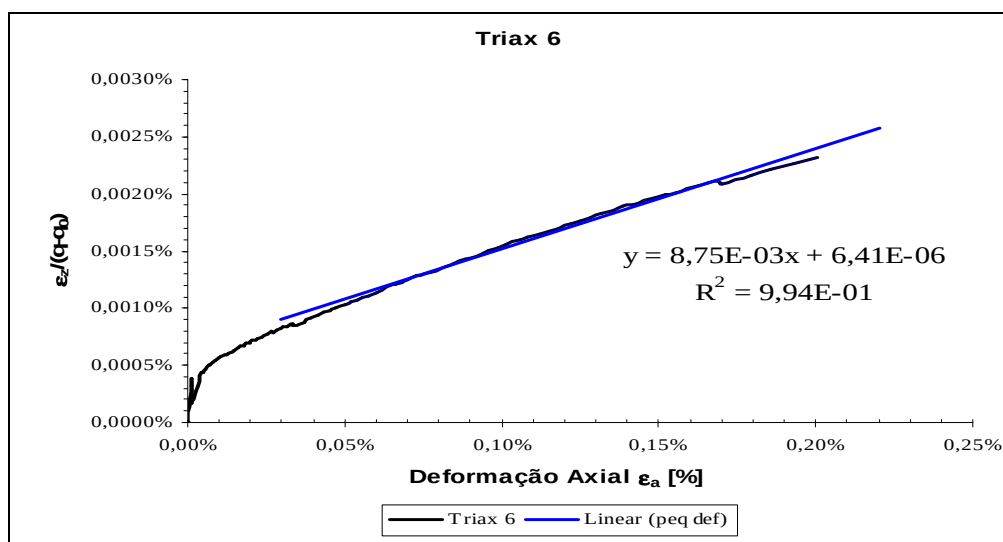


Figura 3.31 – Linearização do ensaio para pequenas deformações do Triax 6 (entre 0,05% e 0,2%).

Com estes parâmetros (a e b determinados a partir destas duas rectas) é possível fazer a aproximação hiperbólica do ensaio (Figura 3.32 e Figura 3.33).

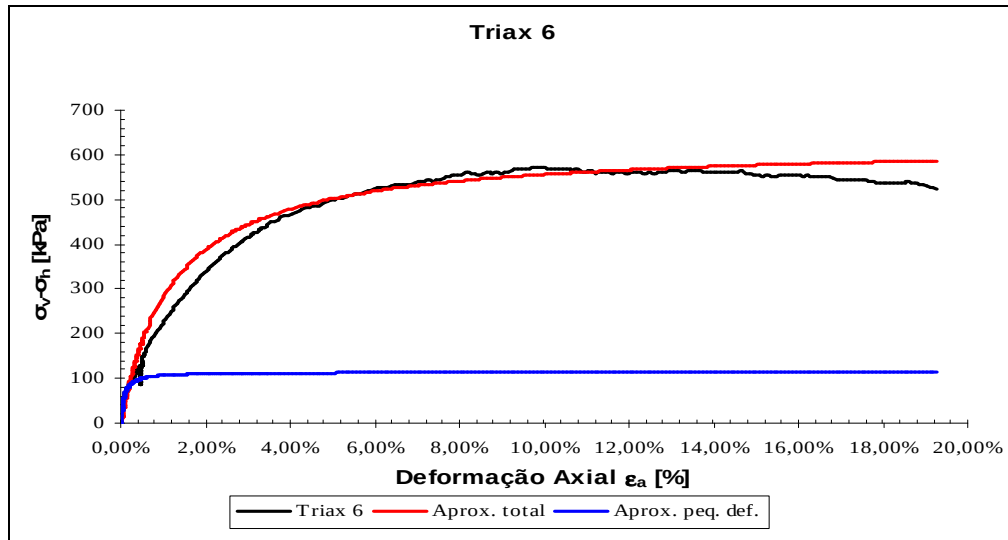


Figura 3.32 – Aproximações hiperbólicas a partir dos parâmetros a e b da Figura 3.30.

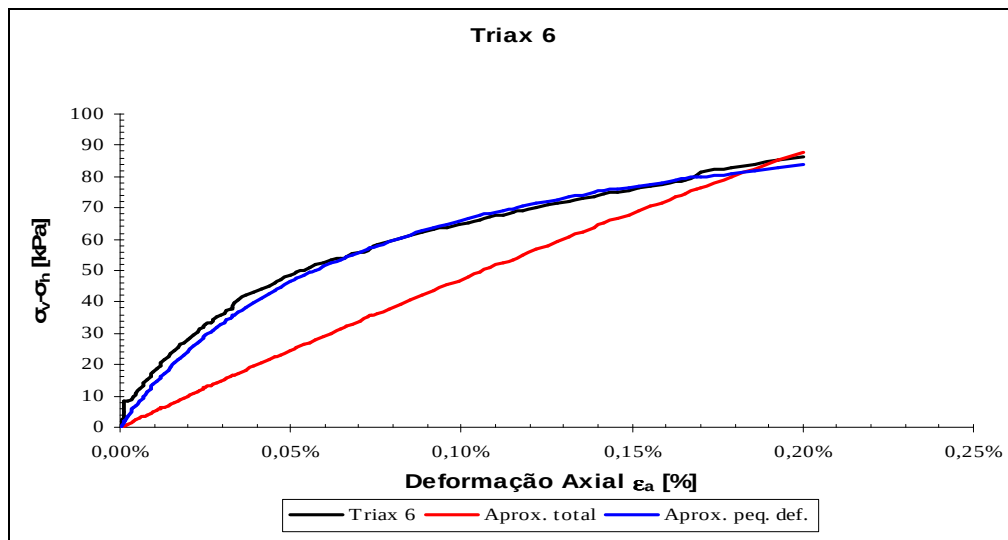


Figura 3.33 - Aproximações hiperbólicas para pequenas deformações a partir dos parâmetros a e b da Figura 3.30.

Fazendo uma aproximação do gráfico nas pequenas deformações (até 0,2%) é possível retirar mais algumas conclusões.

Analisando estas duas figuras podemos perceber que a linha azul (usada para as pequenas deformações) confere uma melhor aproximação na primeira parte do ensaio, embora na vizinhança da rotura apresente um valor de $q_{\text{máx}}$ muito baixo em relação à rotura manifestada no ensaio. Por outro lado, a linha vermelha tem uma fraca aproximação nas baixas deformações, tendo melhores aproximações junto à rotura.

Numa tentativa de melhorar esta aproximação, continuou-se a usar o parâmetro a , que controla a “inclinação” da hipérbole, nas pequenas deformações, adoptando-se um valor de b de modo a que o valor de R_f seja de 0,9. A aproximação, mantendo o parâmetro a da linha azul e forçando o parâmetro b de modo a que o valor de R_f seja 0,9 está representada a verde na Figura 3.34.

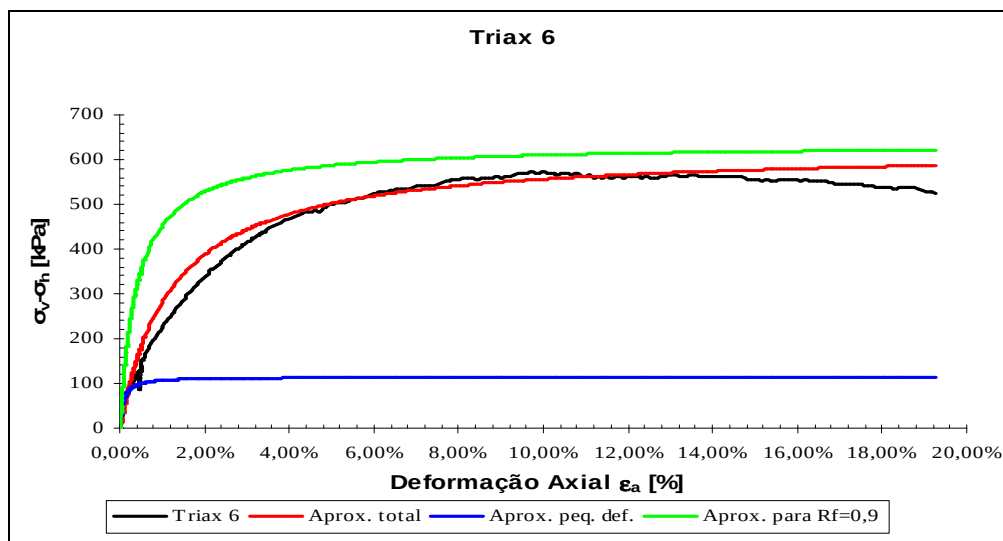


Figura 3.34 – Aproximações hiperbólicas consideradas.

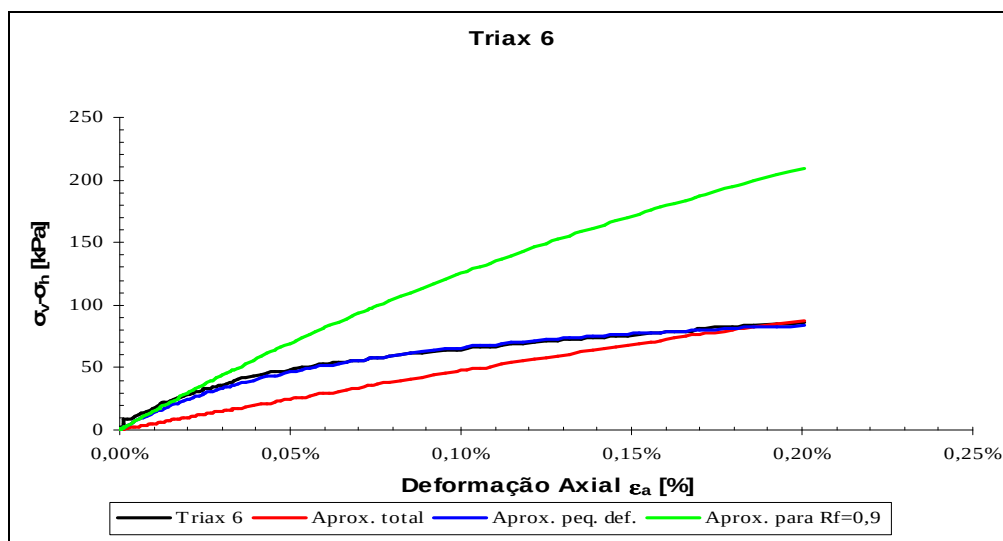


Figura 3.35 - Aproximações hiperbólicas para pequenas deformações (até 0,2%).

Como se pode observar através das duas figuras anteriores, a linha verde é a que melhor aproxima o ensaio nas muito pequenas deformações e na rotura, adoptando-se esta linha como sendo a que melhor se aproxima ao ensaio, embora a aproximação nas médias deformações não seja boa (entre 1,0% e 5,0%).

Para os restantes ensaios foi feito um raciocínio semelhante, na esperança de que este método fosse o melhor para se fazer uma aproximação hiperbólica dos ensaios e daí poder inferir um módulo de deformabilidade a 50% da rotura de cada um deles. A grande diferença entre os vários ensaios é devida à escolha da gama das pequenas deformações que melhor caracterizam o ensaio devido a muitas razões como o ajuste da recta, má aquisição dos dados no início, etc.

Os dados obtidos para cada um dos ensaios está resumido através do Quadro 3.3. Os gráficos relativos às aproximações para todos os ensaios encontram-se em anexo (3.4.1).

Quadro 3.3 – Quadro resumo das aproximações hiperbólicas efectuadas nos ensaios.

Provete	Aproximação total			Aproximação para pequenas deformações				Aproximação para $R_f = 0,9$	
	a	b	R_f	Gama de deformações considerada	a	b	R_f	a	b
Triax 1	5,23e-3	-3,77e-3	a)	0% a -1,06%	1,00e-6	-5,26e-3	a)	1,00e-6	-3,33e-3
Triax 2	3,20e-5	1,83e-3	0,87	0% a 0,1%	6,90e-6	2,40e-2	a)	6,90e-6	1,90e-3
Triax 3	2,48e-5	9,43e-4	0,71	0% a 0,1%	1,21e-5	4,05e-3	a)	1,21e-5	1,20e-3
Triax 4	2,37e-5	1,08e-3	0,82	0,05% a 0,2%	6,44e-6	8,62e-3	a)	6,44e-6	1,19e-3
Triax 5	3,26e-5	2,68e-3	0,82	0,017% a 0,062%	1,21e-5	1,86e-2	a)	1,21e-5	2,93e-3
Triax 6	1,96e-5	1,60e-3	0,92	0,05% a 0,2%	6,41e-6	8,75e-3	a)	6,41e-6	1,58e-3

a) Valores de R_f maiores que 1.

Para a determinação do parâmetro E_{50}^{ref} não se irá considerar o ensaio de extensão, por este ser ligeiramente mais baixo do que em compressão. Deste modo, de acordo com a expressão (6.12), o módulo de deformabilidade para uma pressão de referência de 100 kPa, um ângulo de atrito de 43,1°, uma coesão de 17,6 kPa é dado de acordo com a recta que melhor aproxima os ensaios.

Quadro 3.4 – Valor do E_{50} retirado de cada um dos ensaios.

Provete	σ'_3 [kPa]	X^b	E_{50} [MPa]	Log (E_{50}) [MPa]	Log (X)
Triax 2	119,45	1,16	16,40 ^{a)}	1,21	0,07
Triax 3	119,79	1,17	22,01 ^{a)}	1,34	0,07
Triax 4	190,19	1,76	18,47	1,27	0,25
Triax 5	70,04	0,75	14,93	1,17	-0,13
Triax 6	129,65	1,25	17,76	1,25	0,10

a) Valor que teve em conta o estado de consolidação anisotrópico;

b) $X=f(c', \phi', \sigma'_3, p^{ref})$, de acordo com a expressão 3.13.

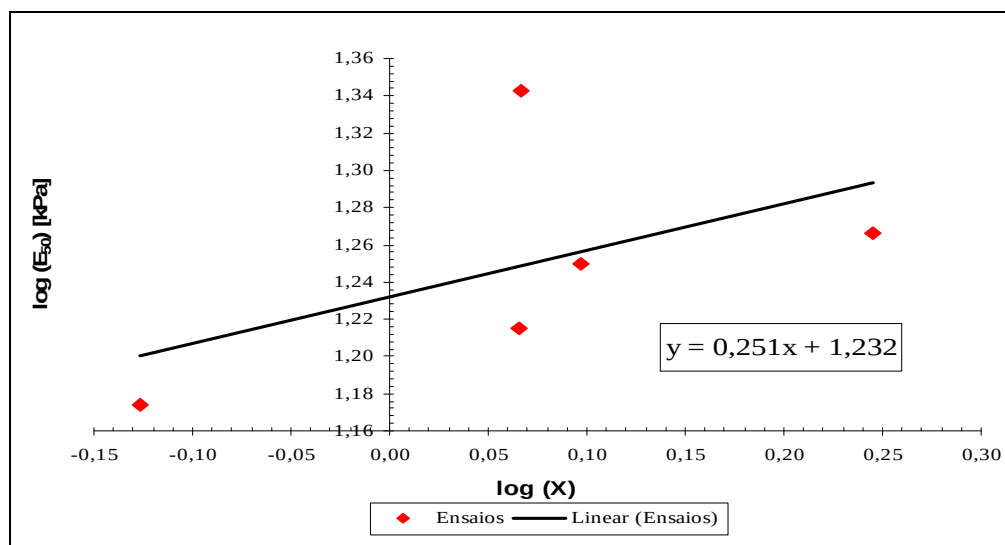


Figura 3.36 – Determinação do valor de E_{50} para a pressão de referência igual a 100 kPa.

Observando a figura anterior, o valor de E_{50}^{ref} é igual a $10^{1,232}$ o que corresponde a um valor de cerca de 17 MPa. Para este parâmetro, o valor de m é igual a 0,251 (valor que será discutido mais à frente).

O valor do parâmetro a determinar seguidamente é o módulo de descarga e recarga (E_{ur}^{ref}) para a mesma pressão de referência ($p^{ref}=100$ kPa). Para a sua determinação apenas se consideraram os ensaios triaxiais realizados mais recentemente na câmara triaxial convencional que estiveram sob fluência durante 24 horas e depois foram recarregados (Triax 4, Triax 5 e Triax 6). A determinação do módulo de recarga de cada um deles foi feita a partir do declive da recta que melhor aproxima os primeiros pontos da recarga, tal como tentam exemplificar os gráficos das figuras seguintes. Para posteriormente se determinar o valor de referência fez-se o mesmo tipo de análise para a determinação do parâmetro anterior.

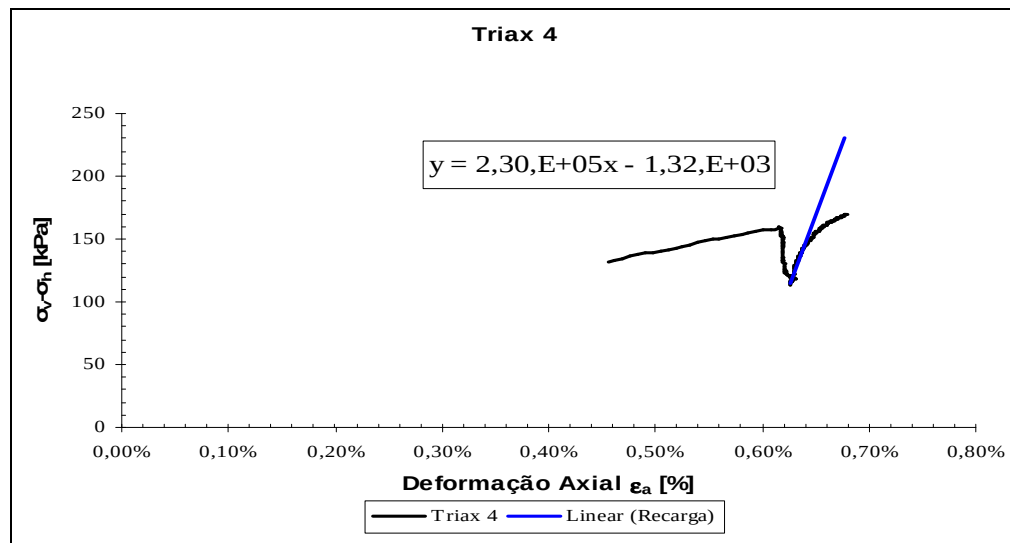


Figura 3.37 – Determinação do módulo de recarga (Triax 4).

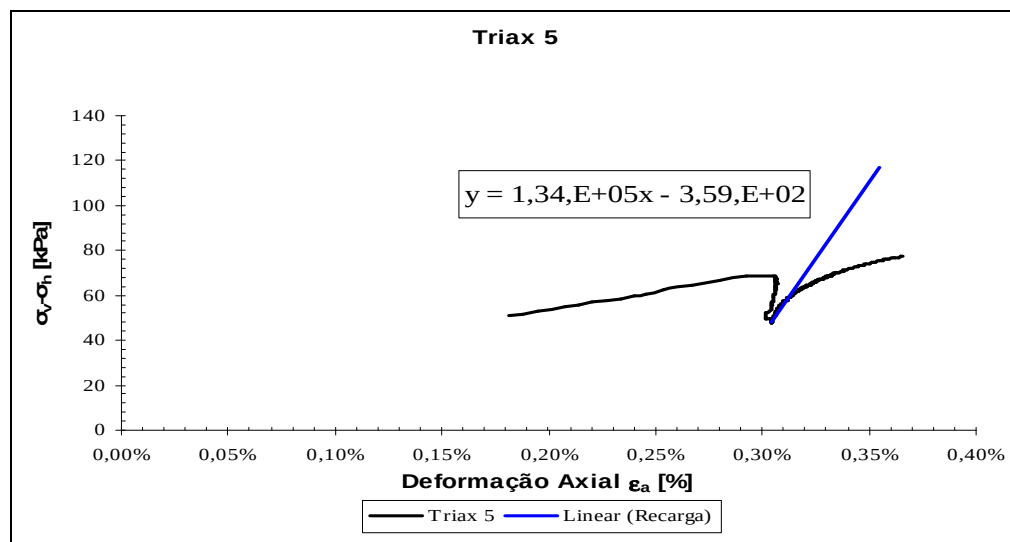


Figura 3.38 – Determinação do módulo de recarga (Triax 5).

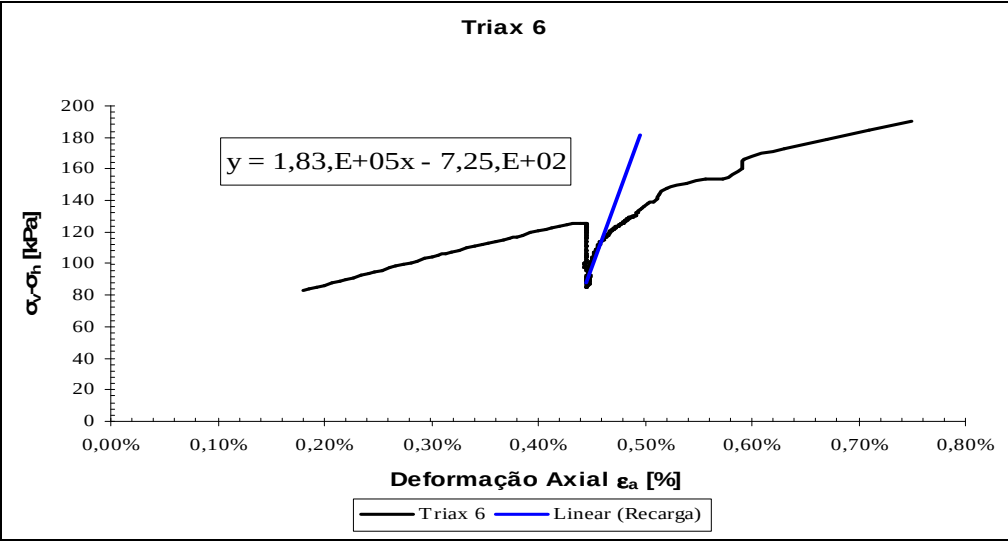


Figura 3.39 - Determinação do módulo de recarga (Triax 6).

Quadro 3.5 - Valor do E_{ur} retirado de cada um dos ensaios.

Provete	σ'_3 [kPa]	X^a	E_{ur} [MPa]	Log (E_{ur}) [MPa]	Log (X)
Triax 4	190,19	1,76	229,65	2,36	0,25
Triax 5	70,04	0,75	134,20	2,13	-0,13
Triax 6	129,65	1,25	182,94	2,26	0,10

a) $X=f(c', \phi', \sigma'_3, p^{ref})$, de acordo com a expressão 3.13.

Para uma pressão de referência de 100 kPa, o valor de E_{ur}^{ref} é dado pelos parâmetros retirados do gráfico da figura seguinte.

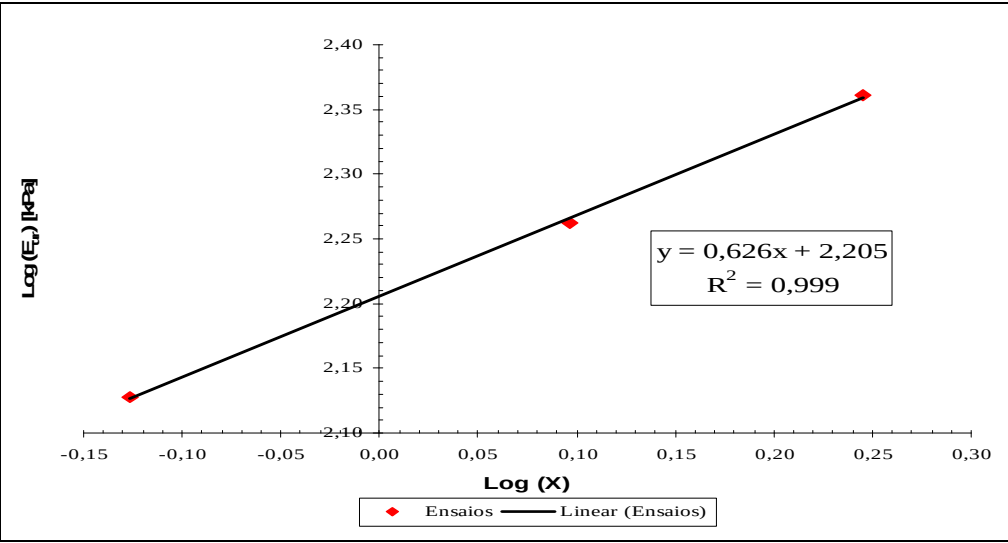


Figura 3.40 - Determinação do valor de E_{ur} para a pressão de referência igual a 100 kPa.

O valor deste parâmetro será igual a $10^{2,205}$, ou seja cerca de 160 MPa, o que corresponde a uma relação entre $E_{ur}^{ref}/E_{50}^{ref}$ de 9,4.

Por fim, baseado no ensaio edométrico, determina-se o valor do módulo de deformabilidade edométrico para a pressão de referência de 100 kPa (E_{oed}^{ref}). Como os dois ensaios foram ligeiramente distintos, com escalões de carga diferentes e apresentando uma compressibilidade igualmente distinta, determinou-se o módulo edométrico de referência para cada um dos ensaios e depois adoptou-se como parâmetro deste solo a média dos dois.

As características do primeiro ensaio encontram-se descritas, detalhadamente no quadro seguinte. De notar que todas as descargas e recargas não foram consideradas, (como também o primeiro carregamento) para a modelação da curva geral do ensaio e igualmente para o cálculo do módulo edométrico correspondente a cada um desses escalões.

Quadro 3.6 – Características do ensaio Edo 1.

Provete	σ'_1 [kPa]	ϵ_v	X	E_{oed} [MPa]	Log (E_{oed}) [MPa]	Log (X)
Edo 1	1	0,00%	0,17	-	-	-0,78
	10	-0,09%	0,24	a)	a)	-0,62
	20	-0,28%	0,33	5,43	0,74	-0,49
	40	-0,49%	0,49	9,52	0,98	-0,31
	80	-0,77%	0,83	14,08	1,15	-0,08
	120	-0,95%	1,17	22,47	1,35	0,07
	160	-1,11%	1,51	25,64	1,41	0,18
	80	-1,07%	0,83	a)	a)	-0,08
	160	-1,14%	1,51	33,06	1,52	0,18
	320	-1,62%	2,85	39,90	1,60	0,46
	640	-2,43%	5,55	55,46	1,74	0,74
	1280	-3,58%	10,94	a)	a)	1,04
	700	-3,59%	6,05	a)	a)	0,78
	160	-3,32%	1,51	a)	a)	0,18
	80	-3,18%	0,83	a)	a)	-0,08

a) Como foi referido, estes valores não foram considerados;

b) $X=f(c', \phi', \sigma'_3, p^{ref})$, de acordo com a expressão 3.13.

Atendendo aos valores encontrados, para os vários módulos edométricos do ensaio, o valor do módulo edométrico passa a tomar o valor de referência de acordo com o gráfico da figura seguinte.

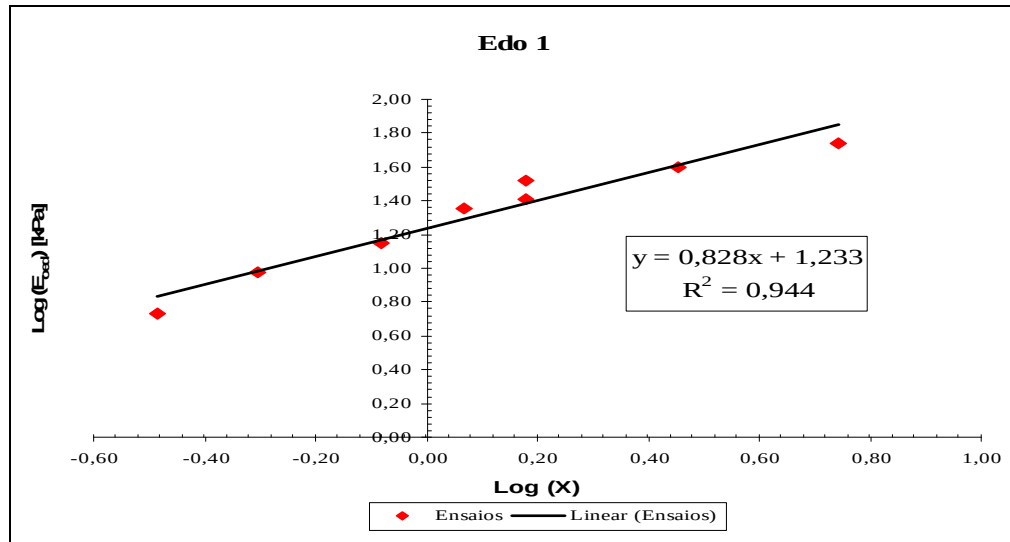


Figura 3.41 – Determinação do E_{oed}^{ref} para Edo 1.

As características do ensaio Edo 2 são dadas pelo Quadro 3.7.

Quadro 3.7 – Características do ensaio Edo 2.

Provete	σ'_{1} [kPa]	ϵ_v	X	E_{oed} [MPa]	Log (E_{oed}) [MPa]	Log (X)
Edo 2	1	0,00%	0,17			-0,78
	10	-0,09%	0,24	a)	a)	-0,62
	20	-0,28%	0,33	5,21	0,72	-0,49
	40	-0,60%	0,49	6,17	0,79	-0,31
	80	-1,09%	0,83	8,11	0,91	-0,08
	130	-1,56%	1,25	10,70	1,03	0,10
	80	-1,51%	0,83	a)	a)	-0,08
	40	-1,40%	0,49	a)	a)	-0,31
	80	-1,48%	0,83	a)	a)	-0,08
	130	-1,61%	1,25	a)	a)	0,10
	260	-2,55%	2,35	13,82	1,14	0,37
	520	-3,93%	4,54	18,96	1,28	0,66
	1040	-5,60%	8,92	31,09	1,49	0,95
	1300	-6,20%	11,10	43,29	1,64	1,05
	1040	-6,16%	8,92	a)	a)	0,95
	260	-5,89%	2,35	a)	a)	0,37
	10	-4,66%	0,24	a)	a)	-0,62
	1	-3,91%	0,17	a)	a)	-0,78

a) Como foi referido, estes valores não foram considerados;

b) $X=f(c', \phi', \sigma'_3, \text{pref})$, de acordo com a expressão 3.13.

O gráfico com a representação dos vários módulos edométricos para se poder inferir o valor de referência está representado na Figura 3.42.

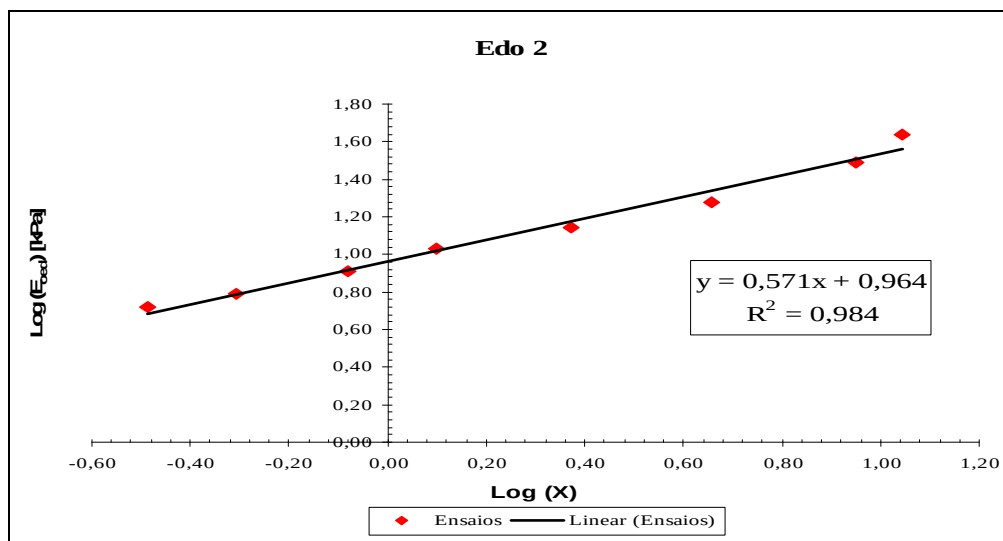


Figura 3.42 - Determinação do E_{oed}^{ref} para Edo 2.

Os valores obtidos para os dois ensaios são iguais 17,1 MPa e 9,2 MPa, respectivamente. O valor médio, tanto para o módulo edométrico, como também para o parâmetro m tido como o característico de todo o horizonte, é igual a 13,2 MPa e 0,70, respectivamente.

Definidos os três módulos de deformabilidade, falta determinar o parâmetro m . Este parâmetro será baseado nos valores de m , determinado em cada um dos módulos de deformabilidade, de acordo com o quadro seguinte.

Quadro 3.8 – Valor de m determinado, a partir dos três módulos de deformabilidade considerados.

Módulo de deformabilidade	m
E_{50}^{ref}	0,25
E_{ur}^{ref}	0,63
E_{oed}^{ref}	0,70
Valor médio	0,53

Embora se reconheça que não é uma opção fisicamente fundamentada, mas porque o modelo impõe um valor único, optou-se pelo valor médio de m , de 0,53. Resta, agora, determinar os parâmetros “avançados” como o coeficiente de Poisson, o valor de coeficiente de impulso em repouso e o valor do coeficiente de rotura. Para o coeficiente Poisson, adoptou-se o valor do solo W5, devido à falta de elementos. O coeficiente de impulso em repouso arbitrado foi de 0,45, pois este solo deverá ter à partida um K_0 superior ao solo de granito W5 (que tinha sido considerado de 0,35) à luz da experiência regional, Viana da Fonseca e Almeida e Sousa (2001). O software sugere a utilização da fórmula de Jaky (1944), mas esta será mais adequada para as areias do que para este tipo de solos. Para o coeficiente de rotura R_f utilizou-se o valor sugerido de 0,9.

3.3.3.1. Calibração dos parâmetros, simulando os ensaios através do Plaxis®

Tomando os resultados dos ensaios edométricos e triaxiais é possível simular este tipo de ensaios no Plaxis® com os parâmetros definidos anteriormente e verificar a sua validade através dos ensaios efectuados.

Pegando em primeiro lugar os resultados dos ensaios edométricos, define-se uma camada de solo unitária ($1 \times 1 \text{ m}^2$) e aplicam-se as condições fronteira do ensaio, ou seja constrangimentos de deslocamentos (apoios fixos) na base e dos deslocamentos horizontais nas partes laterais do provete (apoios simples) de modo a se poderem aplicar os carregamentos na face superior. A modelação foi feita através de um problema axissimétrico com elementos de 15 nós, tal como mostra a figura seguinte.

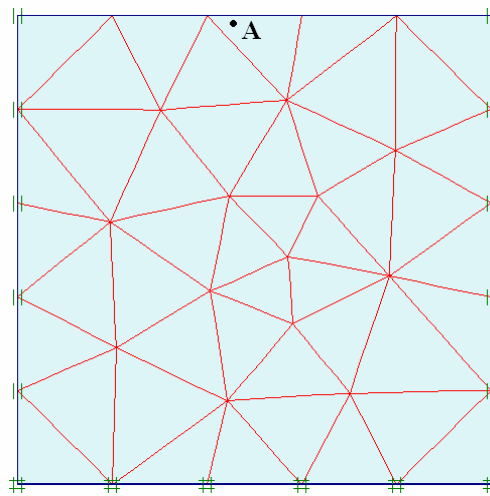


Figura 3.43 – Malha para a simulação do ensaio edométrico.

As sucessivas fases de cálculo utilizadas foram definidas de acordo com os sucessivos escalões de carga em cada um dos ensaios. Utilizaram-se, no entanto, como referência os escalões de carga do ensaio Edo 1. Os resultados da modelação do ensaio obtidos no Plaxis® encontram-se representados nos gráficos das figuras seguintes. O ponto escolhido para fazer esta representação foi um ponto de tensão (ponto gaussiano) intermédio, situado na parte superior do elemento (ponto A da Figura 3.43).

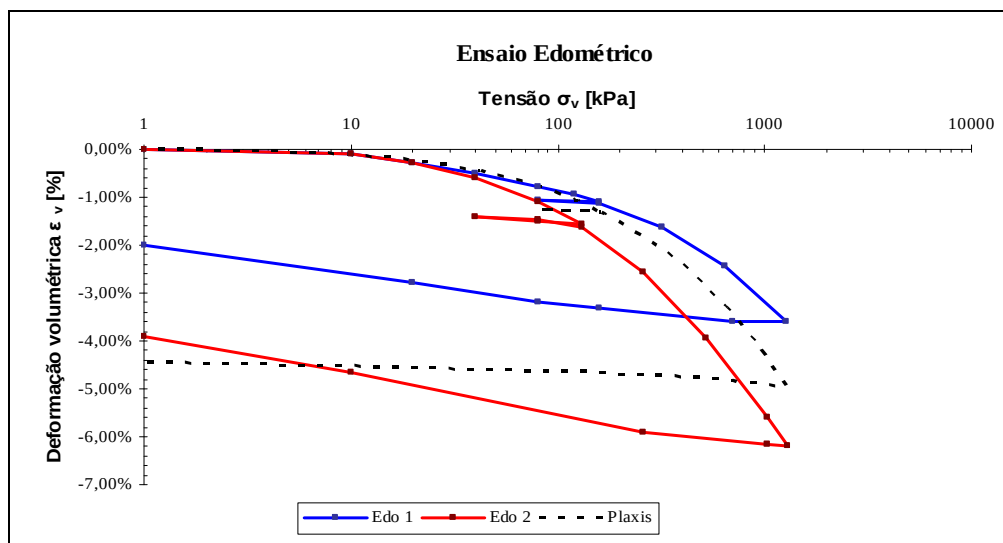


Figura 3.44 – Comparação entre os dois ensaios edométricos (Edo 1 e Edo 2) e o Plaxis®.

Como já foi dito, os dois ensaios apresentaram compressibilidades distintas, sendo naturalmente inviável que os parâmetros utilizados se ajustem aos dois ensaios simultaneamente. Assim a retro-análise pretende representar um andamento “ponderado” dos dois ensaios. Deste modo, verificou-se que o ensaio edométrico simulado através do Plaxis® corresponde a um valor intermédio dos dois ensaios, apresentando resultados bastante bons, à partida. Foi, posteriormente, feita uma análise nos ciclos de descarga e recarga em cada um dos ensaios, através da aproximação do gráfico nessa zona (Figura 3.45 e Figura 3.46). Para que os resultados fossem coerentes, foi simulado o ensaio edométrico Edo 2 com os respectivos escalões de carga.

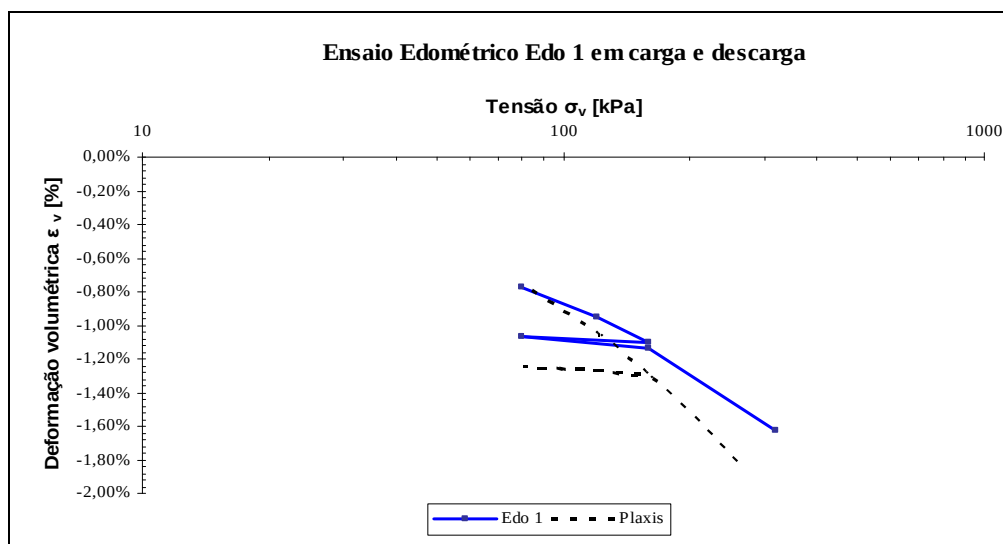


Figura 3.45 – Retro-análise do ensaio edométrico Edo 1 na carga e descarga.

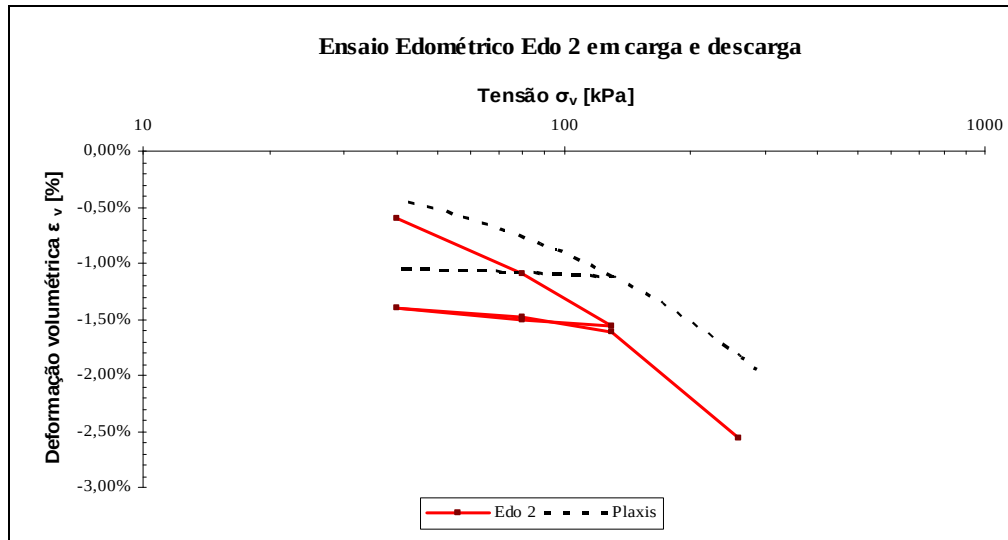


Figura 3.46 - Retro-análise do ensaio edométrico Edo 2 na carga e descarga.

Como se pode observar nas figuras anteriores, as cargas e descargas da modelação no Plaxis[®] ajustam-se bastante bem aos ensaios realizados, sendo que a o declive da recta se ajusta melhor ao segundo ensaio do que ao primeiro, mas podem-se considerar ambos razoáveis.

Tendo feito a simulação através dos ensaios edométricos, foi necessário agora proceder à calibração com referência aos ensaios triaxiais. A simulação destes ensaios através do Plaxis[®] é alvo de bastante dúvidas e argumentações prós e contras, porque a forma como o software tenta representar por defeito este tipo de carregamento, não permite simular de uma forma absolutamente correcta estes ensaios. Em anexo discute-se esta problemática tendo em conta a experiência e as dificuldades encontradas neste trabalho, não sendo relevante a apresentação desta questão nesta parte do trabalho.

De qualquer maneira, os ensaios triaxiais foram simulados de acordo com o procedimento sugerido pelo manual do software, tendo-se simulado o problema axissimétrico com um elemento de solo de dimensões unitárias ($1 \times 1 \text{ m}^2$) aplicando condições fronteira que consistem em constrangimentos nas direcções perpendiculares à base e às zonas laterais, respectivamente (Figura 3.47). A malha utilizada contemplou elementos triangulares de 15 nós, tal como no ensaio anterior, e as várias fases de cálculo consistiam em ir aplicando sucessivamente tensões na parte superior do elemento, enquanto nas partes laterais se mantém a tensão de confinamento aplicada.

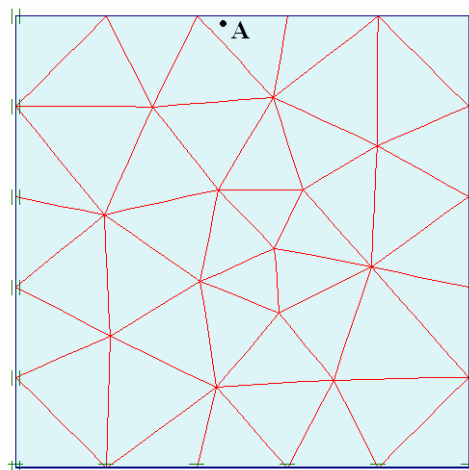


Figura 3.47 - Malha para a simulação do ensaio triaxial.

Para calibrar os resultados obtidos no Plaxis®, usou-se como referência o ensaio que, à partida, apresenta os resultados mais credíveis, o Triax 6. A comparação entre os resultados obtidos no ensaio e pela modelação no Plaxis® é apresentada de seguida.

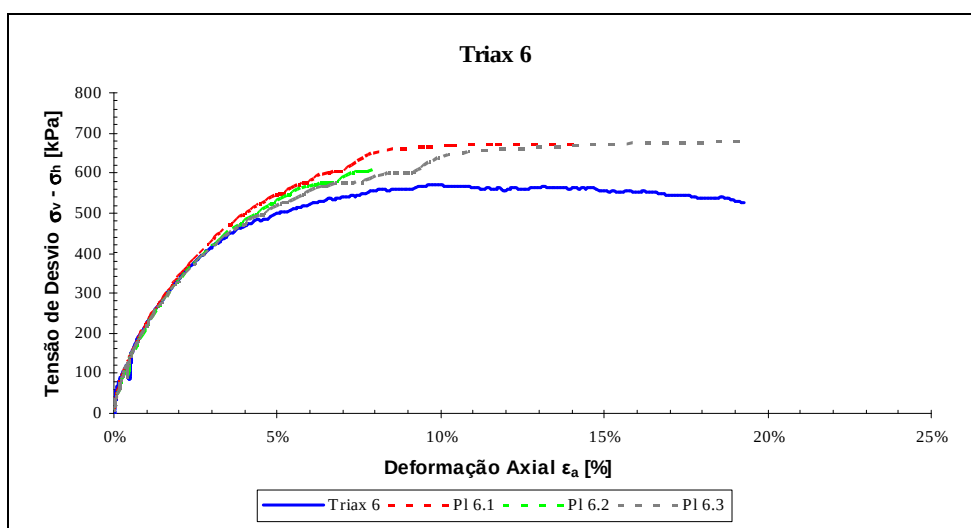


Figura 3.48 – Calibração entre os resultados do ensaio e os obtidos através do Plaxis®.

Na figura estão apresentados os resultados do ensaio e três resultados obtidos a partir do Plaxis®. O primeiro, Pl 6.1, é uma simulação com os parâmetros discutidos anteriormente, enquanto os outros representam duas calibrações sucessivas para melhorar a aproximação do ensaio e da resposta do software. Deste modo, uma vez que os resultados do Pl 6.1 apresentavam uma discrepância a partir do 2,5 % de deformação, houve necessidade de tentar ajustar a curva de modo a aproximá-la da do ensaio. Assim, o cálculo Pl 6.2 foi feito com os mesmos parâmetros do Pl 6.1 à excepção do módulo de deformabilidade para 50% da rotura, baixando-o de 1 MPa em relação ao obtido, ou seja 16 MPa. Este valor encontrado é ligeiramente mais baixo que o valor do horizonte de Granito W5. Este pequeno ajuste não põe em causa o modelo devido ao facto de, em extensão (comum em escavações), este módulo ser ligeiramente mais pequeno. Mesmo assim, recorreu-se a uma ligeira alteração adicional (cálculo Pl 6.3) para tentar aproximar o modelo do Plaxis® ao ensaio, aumentando o

coeficiente de rotura (R_f) para 0,95. Este ajuste alterou unicamente a zona de rotura que se aproximou mais da rotura obtida através do ensaio.

Os resultados, depois de calibrados, parecem bastante satisfatórios tendo em conta algumas limitações do programa. Deve-se referir que, em primeiro lugar, o modelo de “*Hardening-Soil*” não consegue reproduzir o amolecimento do solo e, assim, não reflecte um comportamento de pico chegando à rotura de uma forma assintótica. Outra prende-se com o facto dos parâmetros utilizados não corresponderem totalmente à realidade, nomeadamente o ângulo de atrito e a coesão, pelas razões já referidas anteriormente.

Reanalizando o mesmo ensaio, agora na sua variação volumétrica, pode-se observar que a modelação não consegue reproduzir convenientemente os resultados obtidos através do ensaio.

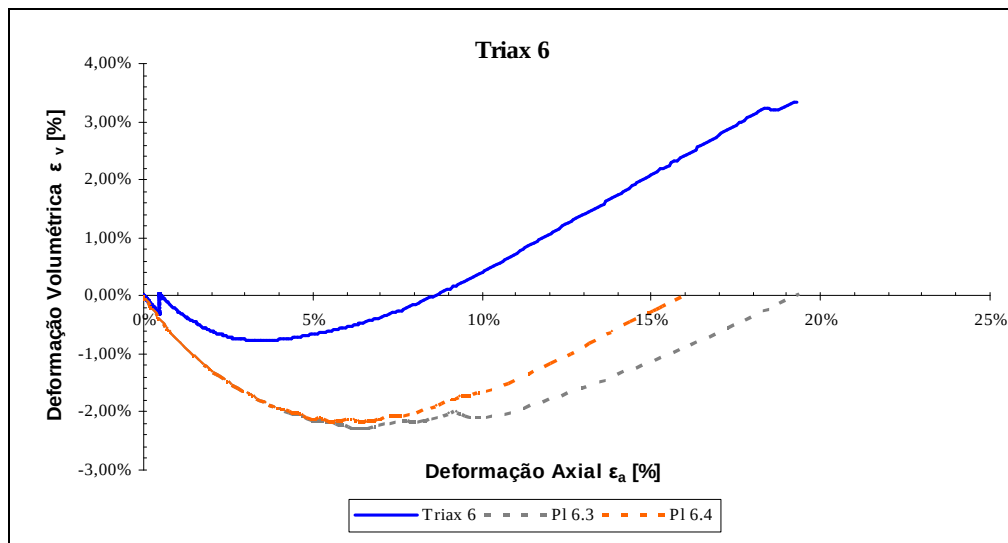


Figura 3.49 – Calibração entre os resultados do ensaio e os obtidos através do Plaxis®.

Essa dificuldade foi já observada em Rios Silva (2007), onde foi denunciada uma grande dificuldade para se ajustarem as duas curvas simultaneamente. Esta dificuldade é acrescida devido ao facto do Plaxis® não conseguir simular o pequeno ciclo de fluência (algo que permitiu o aumento de volume, bem visível na quebra que o gráfico do ensaio real apresenta), não sendo capaz de representar o aumento de volume do ensaio. A melhor simulação que se pode fazer no Plaxis®, em relação à fluência imposta em laboratório, consiste em realizar uma descarga e uma recarga, tendo em conta o estado de tensão em que esta foi feita através do ensaio. Essa descarga, em termos de variação de volume, faz-se elasticamente não sendo esta relevante para os resultados do ensaio.

No sentido de se fazer a aproximação o máximo possível e baseado na experiência acumulada neste tipo de solos, verificou-se que a dilatância obtida através do Triax 4 seria baixa de mais, optando-se por adoptar como valor da dilatância o obtido através do Triax 6 ($8,3^\circ$). Deste modo, foi realizado o cálculo Pl 6.4, cujos resultados se aproximam mais do ensaio (mesmo a inclinação da recta de onde se deriva o valor da dilatância). Para um melhor ajuste deste ensaio seria necessário aumentar o valor do módulo de deformabilidade edométrico ($E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$), e desta forma conseguir uma boa aproximação, principalmente na zona inicial, mas um valor superior deste parâmetro iria influenciar de certa maneira os resultados obtidos para a curva de tensão deformação do ensaio triaxial e do ensaio edométrico.

Como foi referido anteriormente, a fluência do ensaio foi simulada através de uma descarga feita tentando sempre aplicar um estado de tensão semelhante ao realizado no ensaio, o que não

corresponde exactamente à mesma situação. Para verificar a modelação dessa recarga com o obtido nesse ensaio convém comparar unicamente a inclinação da recta de recarga e verificar se são realmente semelhantes. Esta simulação foi feita com o cálculo Pl 6.4 (Figura 3.50).

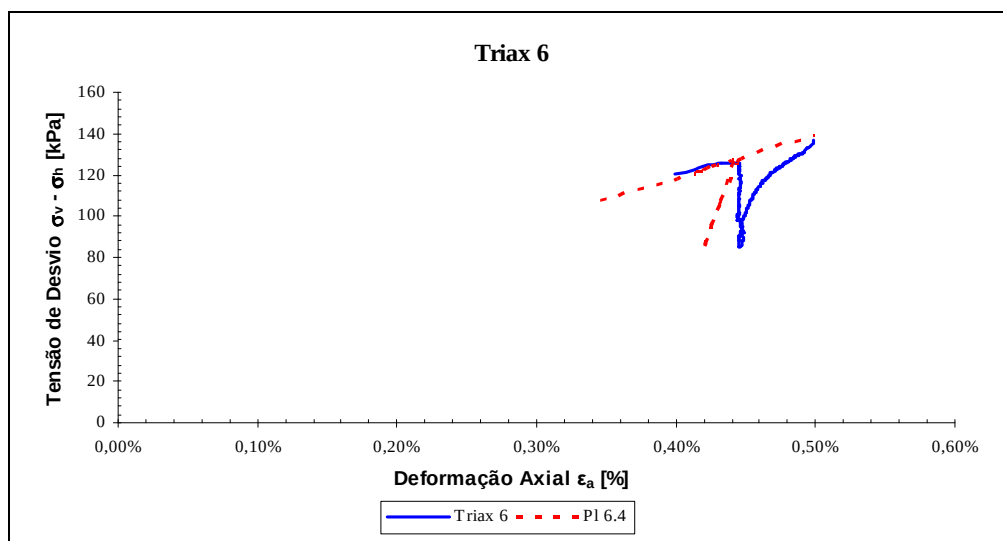


Figura 3.50 - Calibração entre os resultados do ensaio e os obtidos através do Plaxis®.

Como se pode observar através do gráfico da figura anterior, a modelação aproxima-se bastante bem ao ensaio, mesmo em relação à deformação correspondente à descarga (o que não se verifica tão bem nos outros ensaios em que houve descarga e recarga como se pode ver a seguir).

Admitindo, então, que os parâmetros a definir para este solo são os utilizados através do cálculo Pl 6.4, verificamos que em relação aos ensaios triaxiais, os resultados obtidos através do Plaxis® e os resultados do ensaio são bastante próximos.

O ensaio Triax 4 é dos que se ajusta pior, mas como já foi referido em 3.1.2 (no que respeita a este ensaio), não há certezas quanto ao valor da tensão de desvio aplicada em cada instante, tendo sido feita uma aproximação.

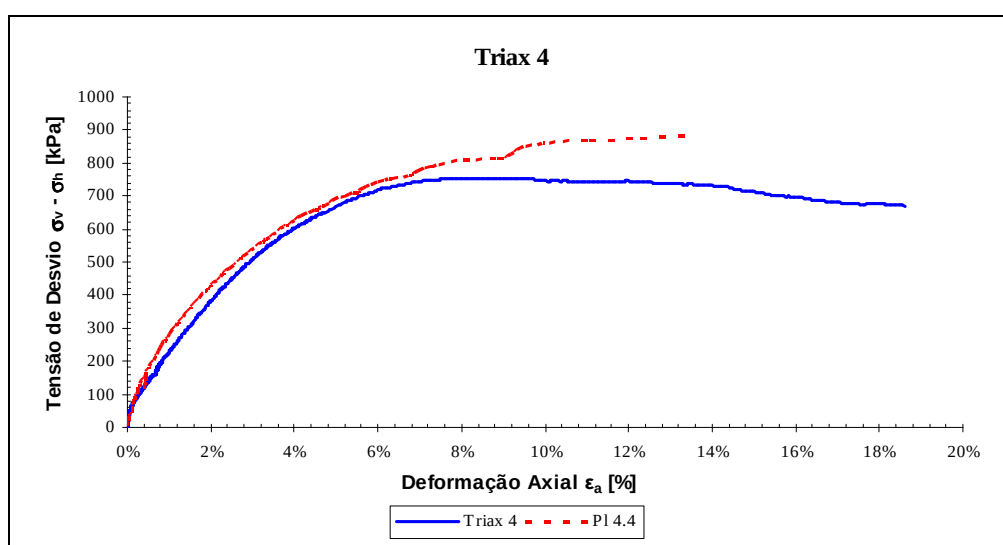


Figura 3.51 – Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 4).

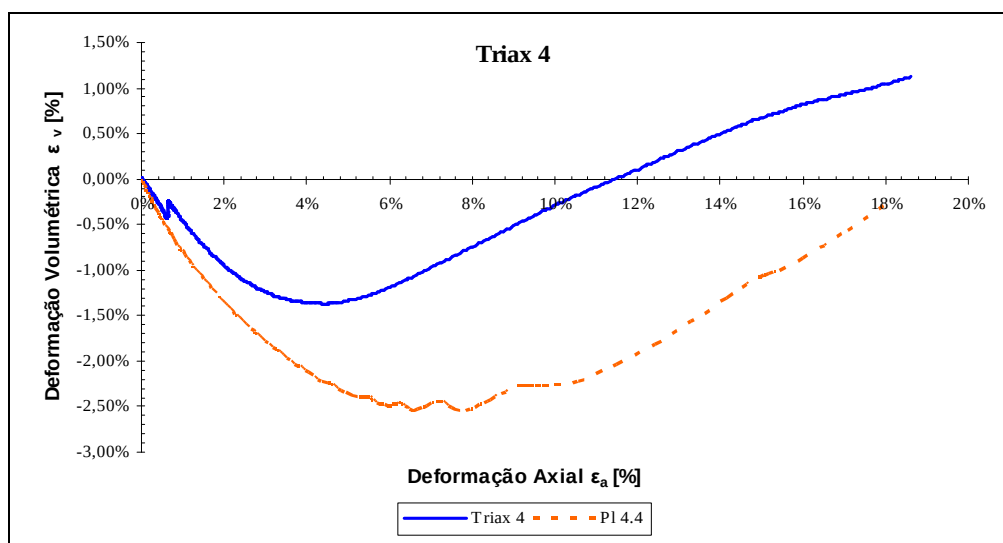


Figura 3.52 - Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 4).

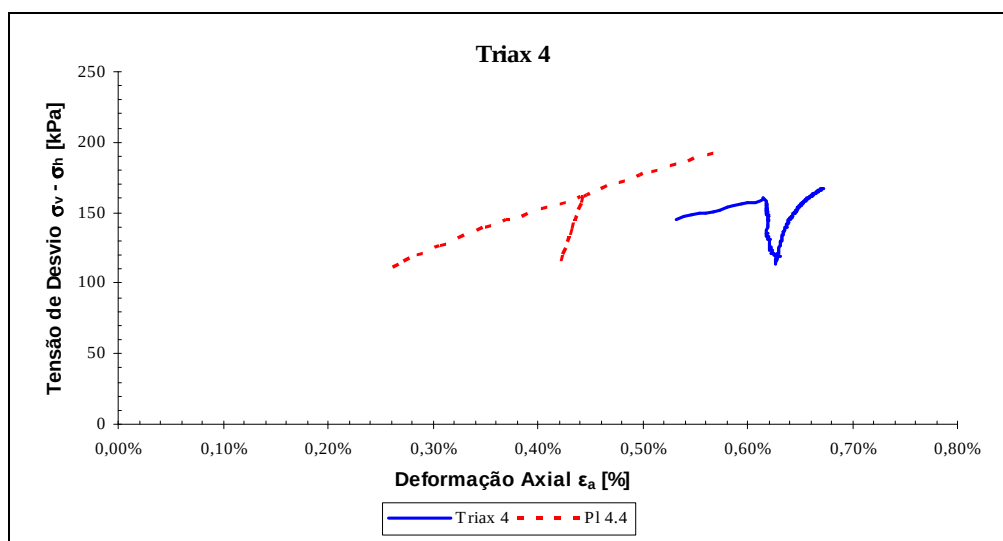


Figura 3.53 - Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 4).

No ensaio Triax 5, a aquisição do volume foi deficiente pelo que não se representa o gráfico da variação volumétrica. O ajuste das restantes respostas é semelhante aos outros provetes (Triax 4 e Triax 6).

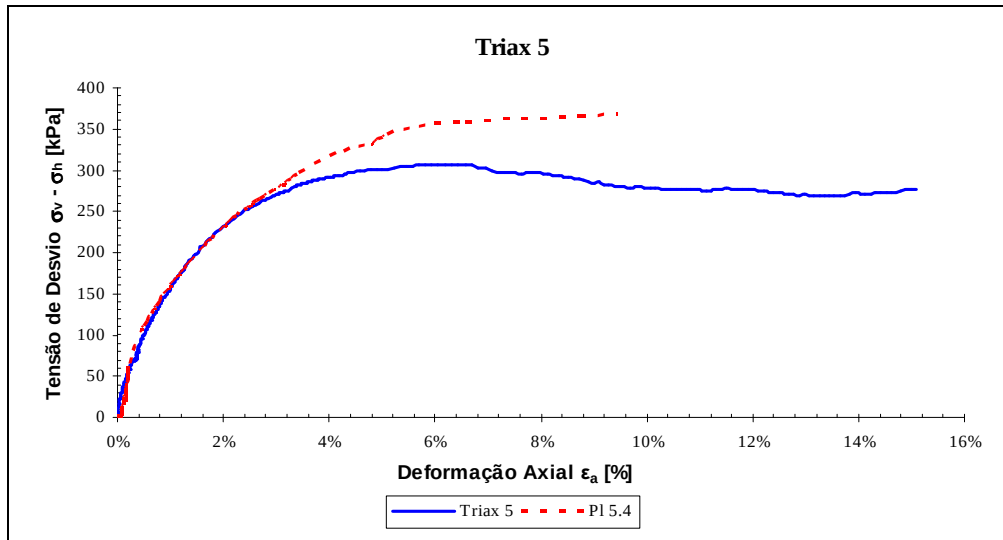


Figura 3.54 - Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 5).

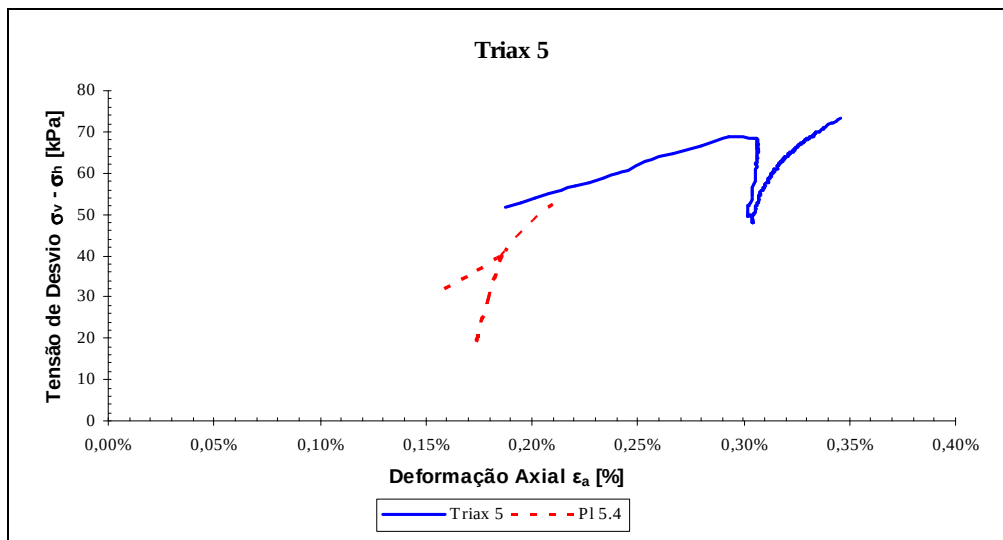


Figura 3.55 - Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 5).

Em relação ao ensaio Triax 6, só falta verificar a comparação obtida com o cálculo Pl 6.4 para a curva de tensão-deformação, uma vez que as restantes já foram apresentadas anteriormente.

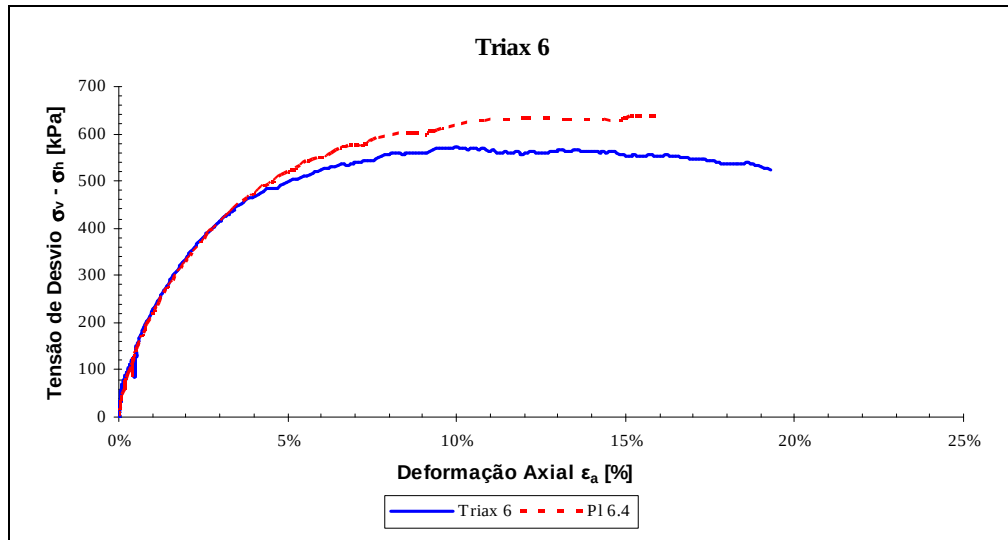


Figura 3.56 - Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio e do Plaxis® (Triax 6).

Uma vez que foram alterados alguns dos parâmetros do solo, convém verificar se estes ajustes não influenciaram o comportamento deste quando foi feita a simulação do ensaio edométrico. Como se pode verificar na Figura 3.44, a diferença não afectou significativamente os resultados obtidos (Figura 3.57).

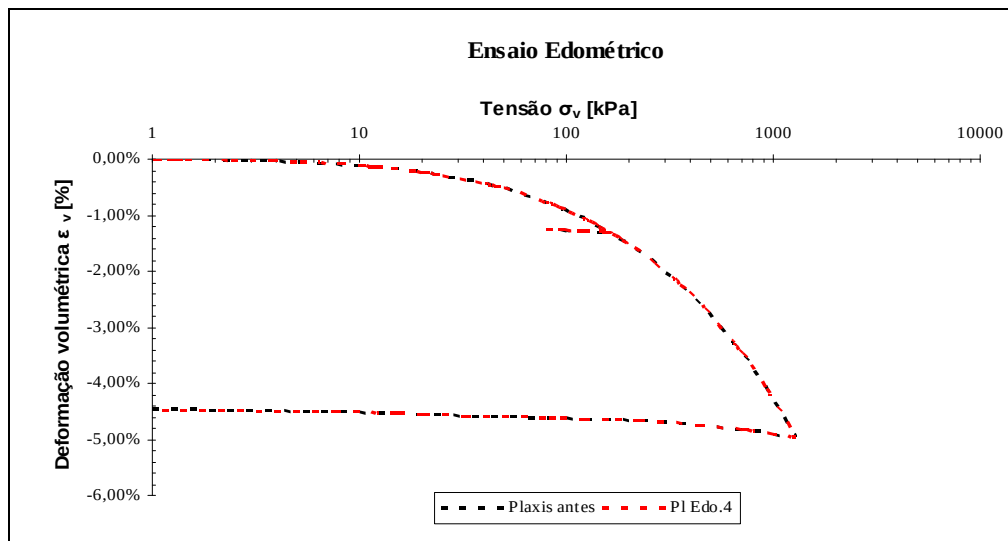


Figura 3.57 – Comparação entre os resultados obtidos pelo Plaxis®.

3.3.4. GRANITO W3-W4

Este horizonte é caracterizado por ter uma resistência bastante superior ao horizonte anteriormente descrita e constituiu o horizonte de encastramento das estacas. Sobre este horizonte não há muita informação relativamente a ensaios feitos, portanto optou-se por adoptar o modelo de Mohr-Coulomb para caracterizar o solo.

Este solo tem um peso volúmico ligeiramente superior ao utilizado no horizonte anterior, tendo sido definidos, em projecto, o peso volúmico seco e saturado igual a 23 e 25 kN/m³, respectivamente. A permeabilidade em ambas as direcções, também é menor caindo para valores da ordem dos 10⁻⁶ m/s. O

valor adoptado foi de 3×10^{-6} m/s. Em relação aos parâmetros de resistência, estes foram determinados a partir da informação disponibilizada. Tendo em conta que se está perante um maciço rochoso alterado, utilizaram-se classificações integradas, de cariz semi-empírico. As propriedades mecânicas dos maciços rochosos e de interface rochosa são reconhecidamente condicionadas por um conjunto de factores (que estão na base da classificação RMR), dominado pelo efeito conjunto da matriz rochosa e das singularidades macro-estruturais como a sua resistência (determinável através de ensaios de compressão uniaxial), ou seja, qualidade das amostras recolhidas, espaçamento e outras propriedades das juntas.

Analisando alguns ensaios sobre provetes de rochas, verifica-se que os valores da resistência à compressão uniaxial obtidos em algumas campanhas de prospecção conduziram a um valor de 20 MPa. Embora os dados sejam limitados, foi possível classificar os horizontes em termos da “Classificação Geomecânica CSIR para Maciços Fracturados” (Bieniawsky, 1974), e com isso derivar os valores de RMR. Segundo essa classificação, a rocha varia entre uma rocha regular e uma rocha “podre”, com coesão do maciço a variar entre 100 e 200 kPa e um ângulo de atrito que varia entre os 30° e os 40°. Numa análise conservativa, mas com algum compromisso entre a segurança e o custo, o valor adoptado para a coesão foi de 100 kPa e para o ângulo de atrito um valor mais próximo do limite superior, 38°. O valor de RMR estimado foi de 20, no entanto, devido a alguma incerteza na determinação deste valor, foi assumido mais baixo, i.e., 10. Tendo estimado o valor do RMR do solo, foi possível derivar o módulo de deformabilidade através da expressão proposta por Serafim e Pereira (1983).

$$E_m = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)} \quad (3.17)$$

Através desta expressão chegamos a um valor de 1 GPa, ou seja, 1000 MPa, para o valor do módulo de deformabilidade adoptado. Para a definição do valor do coeficiente de impulso em repouso, recorreu-se à experiência regional (Viana da Fonseca e Almeida e Sousa, 2001; confirmado por Topa Gomes *et al.*, 2008) sendo assumido um pouco mais elevado tratando-se de um material com melhores características. Deste modo, optou-se por um valor de 0,7. O valor do coeficiente de Poisson, como não havia dados relevantes sobre o seu valor, aceitou-se o valor dado por defeito pelo software (0,2).

3.3.5. PARÂMETROS CONSIDERADOS

Nos sub-capítulos anteriores foram definidos os parâmetros e os modelos que caracterizam cada um dos horizontes envolvidos pela escavação e contenção, com vista à análise do comportamento deste. Os parâmetros considerados encontram-se resumidos no Quadro 3.9.

Quadro 3.9 – Quadro resumo dos parâmetros característicos do terreno.

Modelo	Parâmetros	Aterro	Granito W5	Granito W5-W4	Granito W3-W4
Mohr-Coulomb e "Hardening-soil"	γ_d [kN/m ³]	19	19,5	18,7	23
	γ_{sat} [kN/m ³]	21	21,5	21,5	25
	$k_x=k_y$ [m/s]	10^{-6}	10^{-6}	10^{-5}	3×10^{-6}
	c' [kPa]	0,5	5	17,6	100
	ϕ' [°]	27	35	43,1	38
	ψ' [°]	0	10	8,3	0
	K_0	0,55	0,35	0,45	0,7
	e_{init}	0,50	0,50	0,42	0,50
Mohr-Coulomb	E [MPa]	10	-	-	1000
	ν	0,2	-	-	0,2
Hardening-Soil	E_{50}^{ref} [MPa]	-	20	16	-
	E_{oed}^{ref} [MPa]	-	15,9	13,2	-
	E_{ur}^{ref} [MPa]	-	60	160	-
	m	-	0,45	0,53	-
	ν_{ur}	-	0,26	0,26	-
	p^{ref} [kPa]	-	100	100	-
	R_f	-	0,9	0,95	-

3.4. ANEXOS AO CAPÍTULO 3

3.4.1. APROXIMAÇÕES HIPERBÓLICAS UTILIZADAS PARA OS RESTANTES ENSAIOS

TRIAX 1

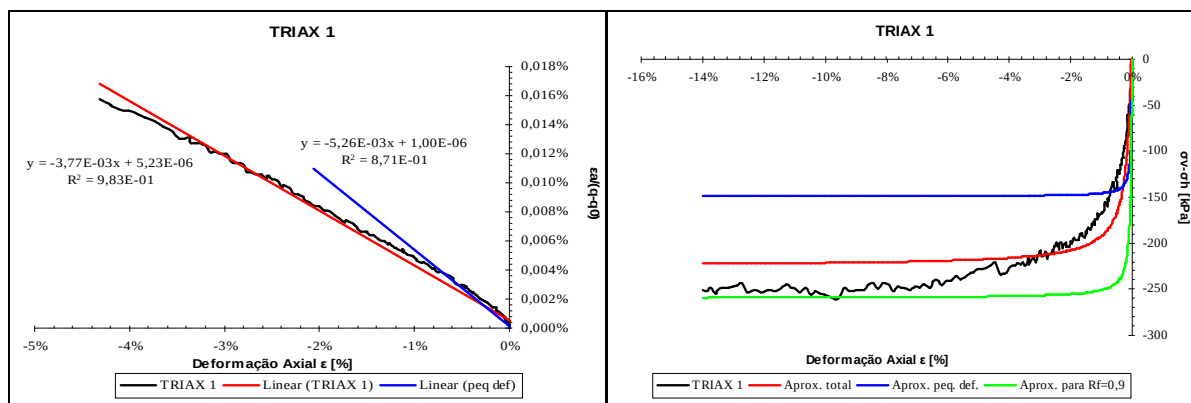


Figura 3.58 – Linearização e respectivas aproximações hiperbólicas para o ensaio TRIAX 1.

TRIAx 2

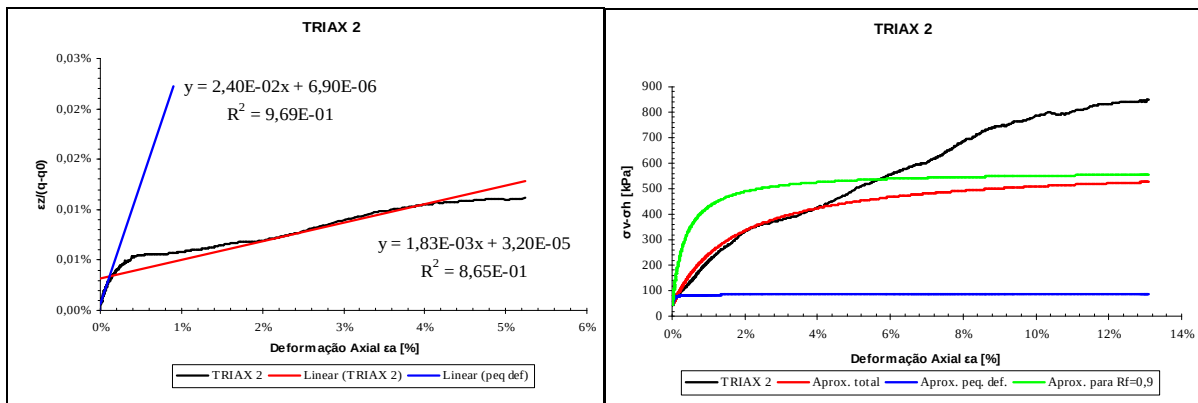


Figura 3.59 - Linearização e respectivas aproximações hiperbólicas para o ensaio TRIAX 2.

TRIAx 3

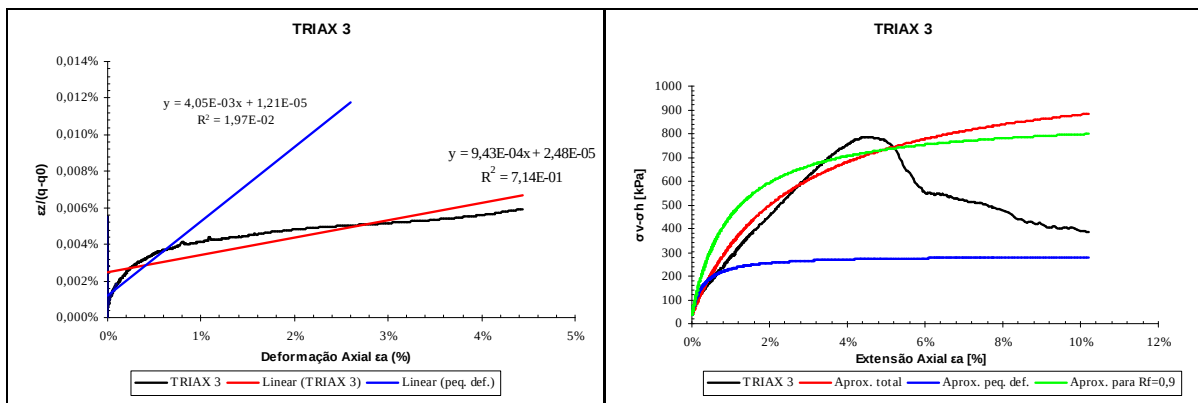


Figura 3.60 - Linearização e respectivas aproximações hiperbólicas para o ensaio TRIAX 3.

TRIAx 4

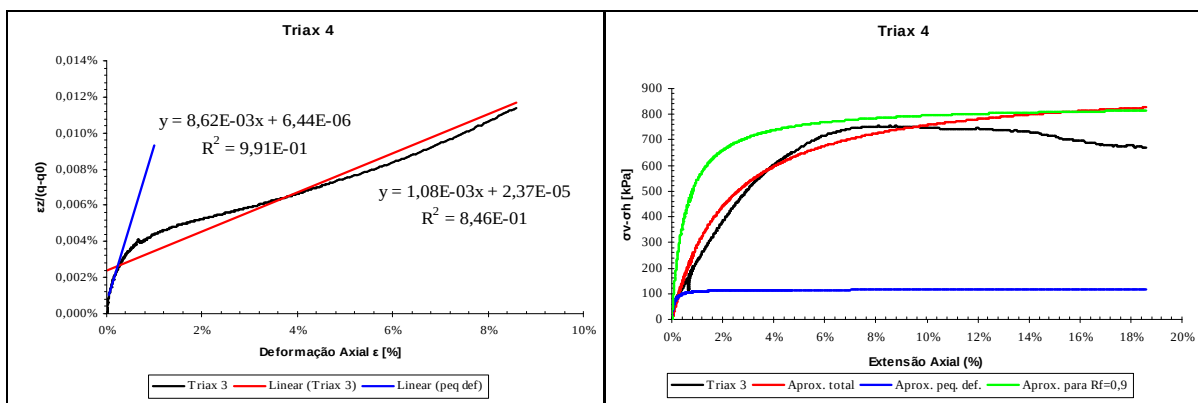


Figura 3.61 - Linearização e respectivas aproximações hiperbólicas para o ensaio TRIAX 4.

TRIAX 5

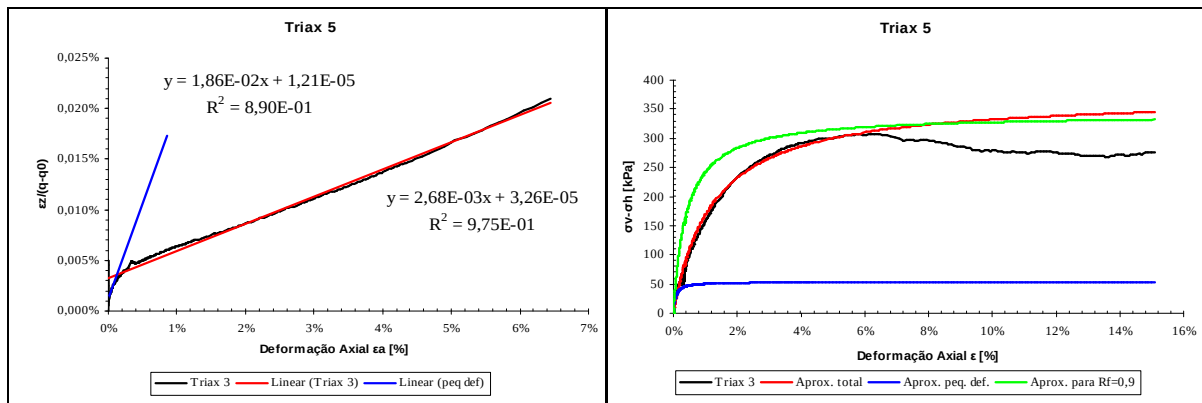


Figura 3.62 - Linearização e respectivas aproximações hiperbólicas para o ensaio TRIAX 5.

3.4.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO TRIAXIAL

O ensaio triaxial é o ensaio mais utilizado para caracterizar a resistência ao corte dos solos. O ensaio triaxial de compressão convencional consiste em ensaiar uma amostra cilíndrica, protegida através de uma membrana impermeável, que é carregada no seu topo por um êmbolo ligado a uma prensa onde é medida a sua força por um transdutor de força. Ao longo do carregamento os deslocamentos e as respectivas deformações da amostra são medidas através de uma instrumentação interna (através de transdutores aplicados por colagem na superfície lateral da membrana que envolve a amostra) ou externa. Estes ensaios foram concebidos de forma a permitirem um controlo completo dos estados de tensão total e efectiva, da pressão neutra e do estado de deformação das amostras.

Nos ensaios triaxiais convencionais, as amostras ensaiadas são cilíndricas, com uma altura normalmente duas vezes maior do que o diâmetro, sendo o equilíbrio presente do tipo axissimétrico (existe uma simetria dos estados de tensão e de deformação em relação à direcção vertical). Embora esse tipo de equilíbrio exista também, geralmente, no estado de repouso, os estados de tensão e de deformação associadas a muitas obras de engenharia civil afastam-se daquelas condições. Caso as obras apresentem um grande desenvolvimento linear são correntes os estados de deformação plana, Matos Fernandes (2006). Deste modo, existem ensaios triaxiais efectuados sobre amostras prismáticas que permitem manter independentes as três tensões principais (“Triaxiais Cúbicos” ou “Triaxiais Verdadeiros”).

Este tipo de ensaios apresenta algumas simplificações e considerações difíceis de implementar numa modelação através do Plaxis® devido à necessidade de fazer a modelação em 2D e escolher o tipo de problema: axissimétrico (“Axisymmetry Model”) ou estado plano de deformação (“Plane Strain Model”). Para a modelação deste trabalho foi escolhido o modelo axissimétrico por ser aquele que melhor representa o estado de tensão e está de acordo com o manual. No manual é sugerido o uso de um modelo com dimensões unitárias (1x1 m²) com dupla simetria (horizontal e vertical), uma malha do tipo grosseiro (“coarse”) e a aplicação da força é feita através da aplicação de incrementos de carga até o provete atingir a rotura. O ensaio simulado desta maneira já foi feito anteriormente, mas será deste modelo simples (baseado no ensaio a que foi submetido o provete TRIAX 6) que se irá partir, desenvolvendo-se este tema através de algumas variações feitas a este modelo. A tensão de consolidação aplicada é de 130 kPa e os incrementos da tensão principal são de 25 kPa até se atingir a rotura. A malha utilizada está representada na figura seguinte. O solo utilizado foi o granito W5-W4 ensaiado e caracterizado de acordo com os parâmetros do quadro 3.9.

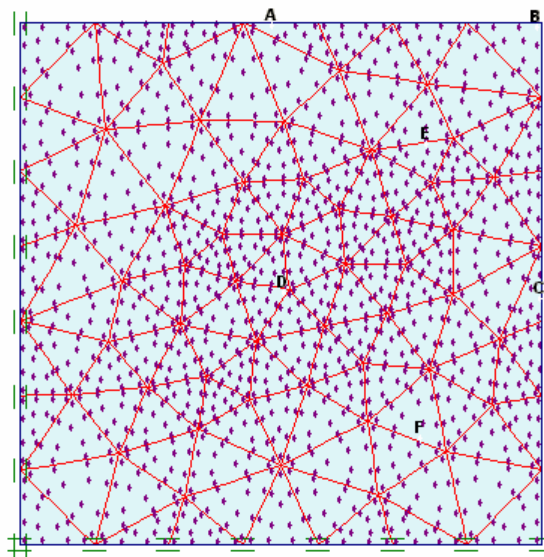


Figura 3.63 – Malha utilizada com os pontos gaussianos escolhidos.

A rotura deste provete dá-se quando a tensão vertical principal atinge valores a partir de 755 kPa, ou seja uma tensão de desvio aproximadamente igual a 625 kPa. Foram seleccionados seis pontos gaussianos (Figura 3.63) na malha para se conhecerem as evoluções das deformações de corte e volumétricas ao longo do ensaio em diferentes zonas do provete. A deformada, quando o provete atingiu a rotura está representado na Figura 3.64.

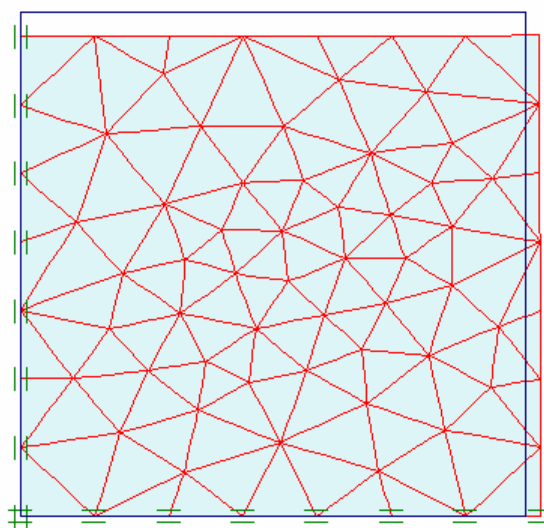


Figura 3.64 – Deformada da malha, quando o provete entra em rotura.

Como se pode observar através da Figura 3.64, a deformada apresenta um deslocamento vertical quase uniforme no topo e um deslocamento lateral também uniforme e ligeiramente menor. Ora, a forma da deformada apresentada por um provete deste tipo material, ensaiado numa câmara triaxial clássica de compressão, não se assemelha a este padrão. As curvas de tensão-deformação e da deformação volumétrica dos vários pontos estão representados na Figura 3.65 e Figura 3.66.

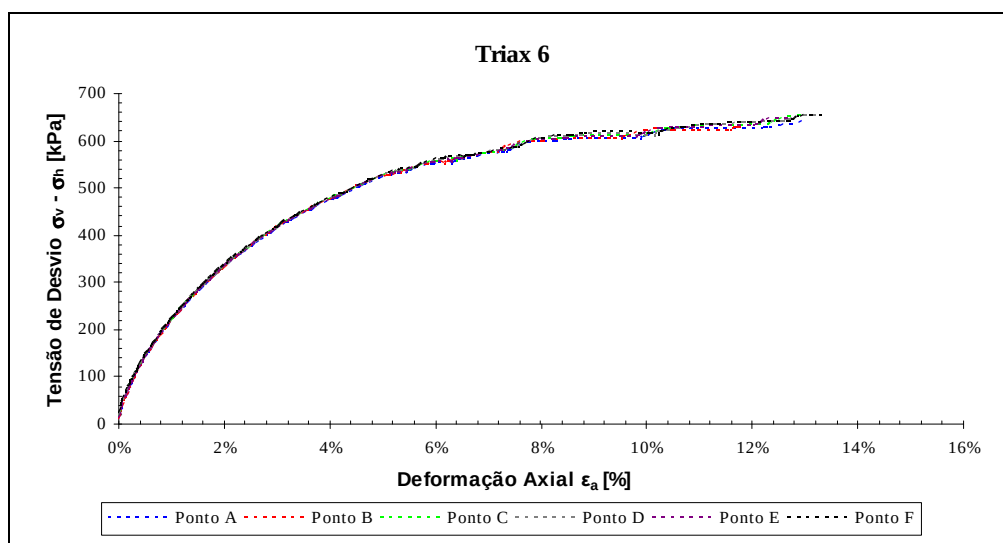


Figura 3.65 – Curva tensão-deformação dos vários pontos da malha.

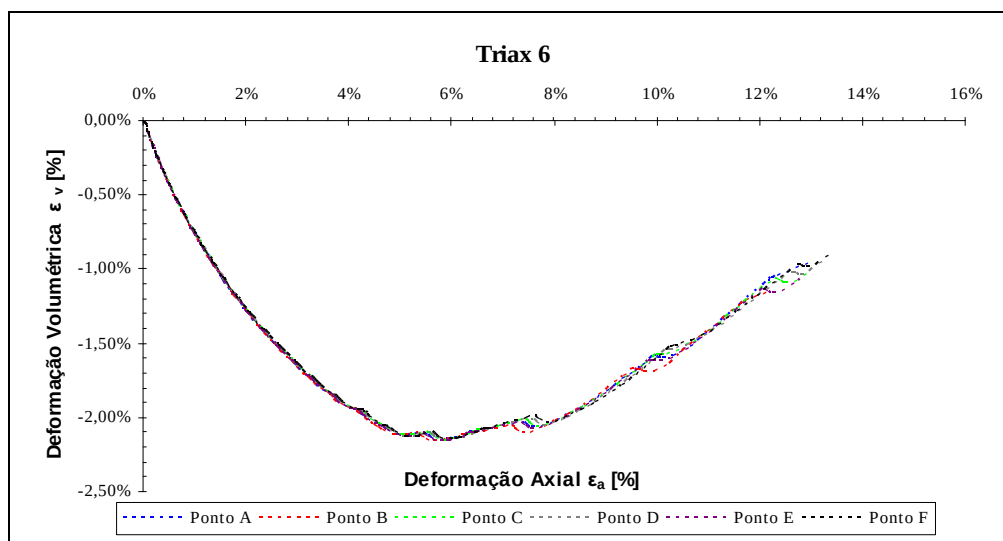


Figura 3.66 – Deformação volumétrica dos vários pontos da malha.

Os gráficos da figura mostram que qualquer que seja o ponto escolhido, o comportamento será sempre semelhante, não sendo registadas diferenças consideradas. Outra análise importante será conhecer o tipo e a distribuição dos pontos plásticos no provete quando este atinge a rotura (Figura 3.67).

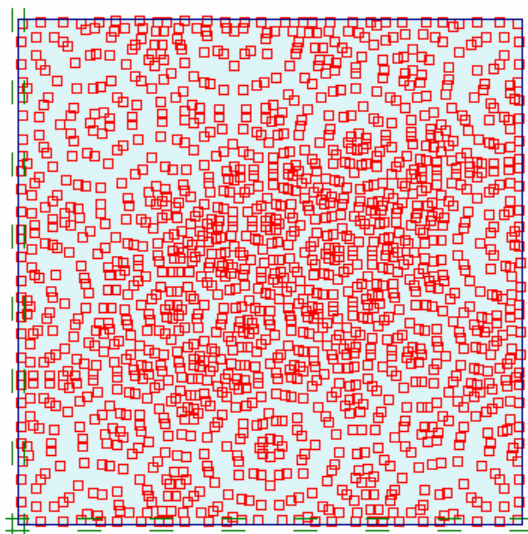


Figura 3.67 – Distribuição e tipo de pontos existentes no provete.

Os quadrados vermelhos correspondem aos pontos plásticos de rotura de Mohr-Coulomb, o que significa que todos os pontos do provete se encontram em rotura.

Partindo desta simulação, é possível corrigirem-se algumas considerações erradas que se fizeram. A primeira consiste em mudar a forma como se conduz o provete à rotura. Num ensaio clássico, o aumento de tensão é feito através da aplicação sucessiva de incrementos de carga através de um êmbolo que impõe deslocamentos verticais sucessivos ao provete. A segunda modelação irá considerar o aumento de tensão através da imposição de assentamentos sucessivos no topo do provete com recurso ao comando “*Prescribed Displacements*”. Todas as considerações anteriores foram as mesmas à excepção das dimensões do provete, uma vez que agora as dimensões terão de ser as reais para a simulação ser correcta (140 mm de altura e 70 mm de diâmetro, embora se utilizem metade destes valores devido à dupla simetria).

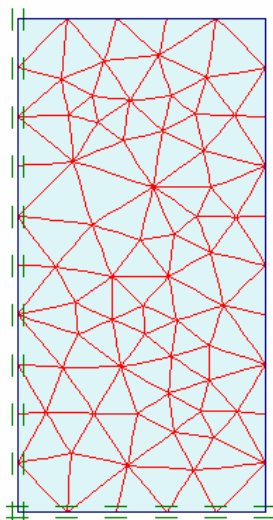


Figura 3.68 – Malha utilizada para a 2ª simulação do ensaio, com as dimensões reais do provete.

Os incrementos de assentamentos serão de 1 mm em cada uma das fases, sendo previamente aplicada a tensão de consolidação de 130 kPa, tal como na simulação anterior. Baseado na experiência prévia, os

deslocamentos foram incrementados até 15 mm (pouco mais de 20%). Os pontos seleccionados para as curvas de tensão-deformação nesta simulação foram dispostos da mesma forma que na Figura 3.63. A deformação do provete, nesta simulação, é dada pela figura seguinte.

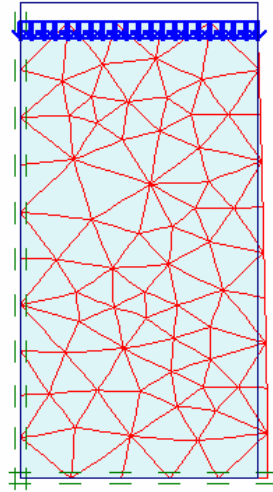


Figura 3.69 - Deformada da malha, quando o provete entra em rotura.

Nota-se nesta deformada que o provete começa a diminuir de altura alargando na sua parte central, tal como costuma acontecer na realidade. Mas, a grande diferença encontra-se no facto das curvas de tensão-deformação e de deformação volumétrica dependerem do ponto seleccionado.

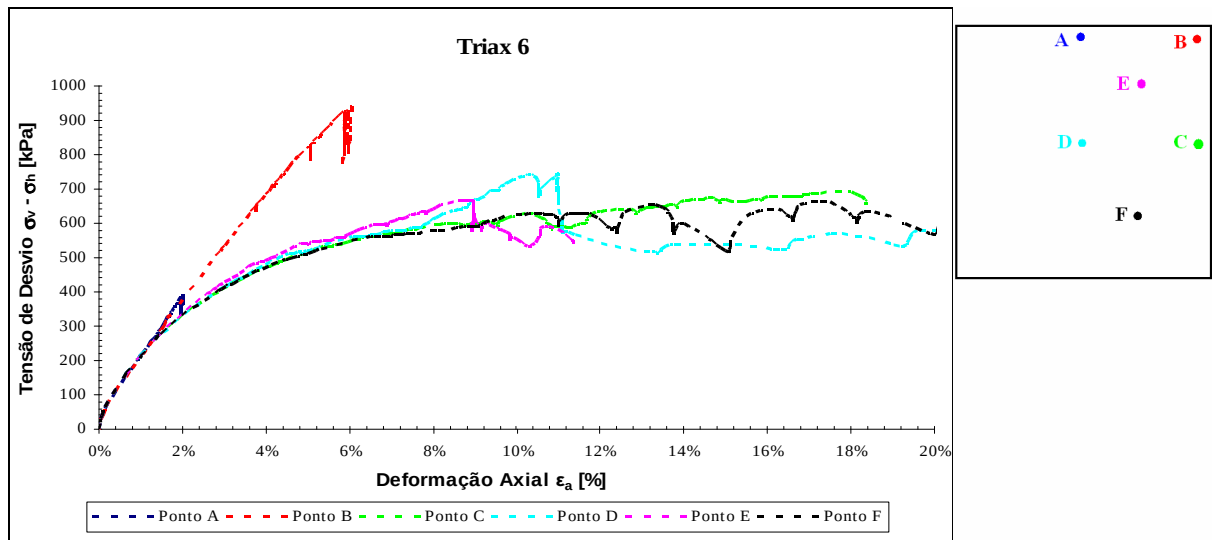


Figura 3.70 - Curva tensão-deformação dos vários pontos da malha e respectiva localização, na 2ª simulação.

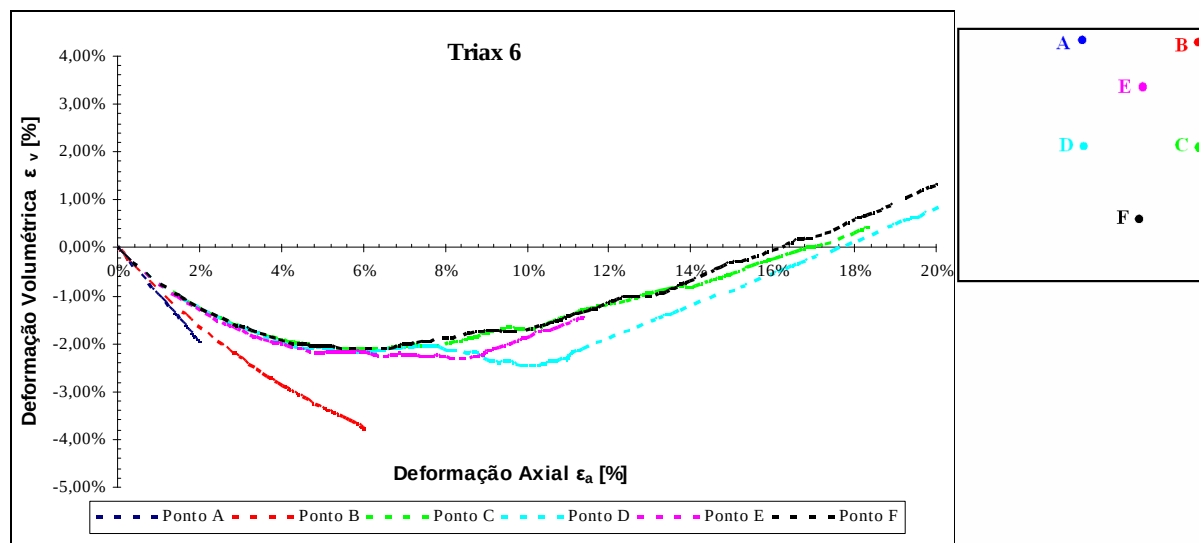


Figura 3.71 - Deformação volumétrica dos vários pontos da malha e respectiva localização, na 2ª simulação.

Esta diferença evidencia que o estado de tensão não é igual em todo o provete. Ao analisar a distribuição dos tipos de pontos plásticos, é verificado que existe uma parte para a qual o provete já entrou em rotura e outra em que os pontos continuam no regime quasi-elástico, o que é compreensível (veja-se, por exemplo, o ponto B situado próximo da placa de carga, que vendo aumentado o confinamento não desenvolve tensões distorcionais que conduzem à rotura). O contrário não acontece com os pontos mais centrais, que evoluem para a rotura. Este comportamento distinto é claro na representação da figura seguinte.

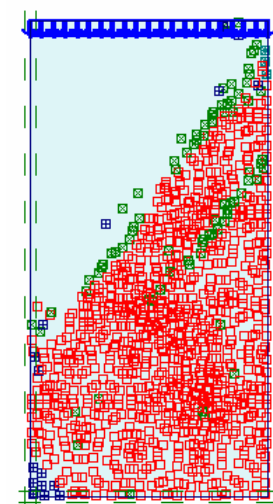


Figura 3.72 - Distribuição e tipo de pontos existentes no provete, na 2ª simulação.

Os pontos plásticos de rotura, neste caso, começam a surgir na parte inferior do provete com uma direcção com cerca de 45° de inclinação (pontos vermelhos correspondentes aos pontos de rotura de Mohr-Coulomb, os pontos azuis estão sobre a superfície de cedência, e os pontos verdes são pontos plásticos relativos ao modelo Hardening-soil). Sendo este modelo axissimétrico, significa que a rotura se dá segundo um cone, devido às simetrias existentes no modelo (horizontais e verticais), Figura 3.73 a). Esta é a grande limitação da modelação em 2D por parte do Plaxis® para o ensaio triaxial, porque,

embora o ensaio tenha comportamentos axissimétricos, a rotura dá-se segundo um plano de 45° no meio do provete e não segundo um cone (Figura 3.73 b)).

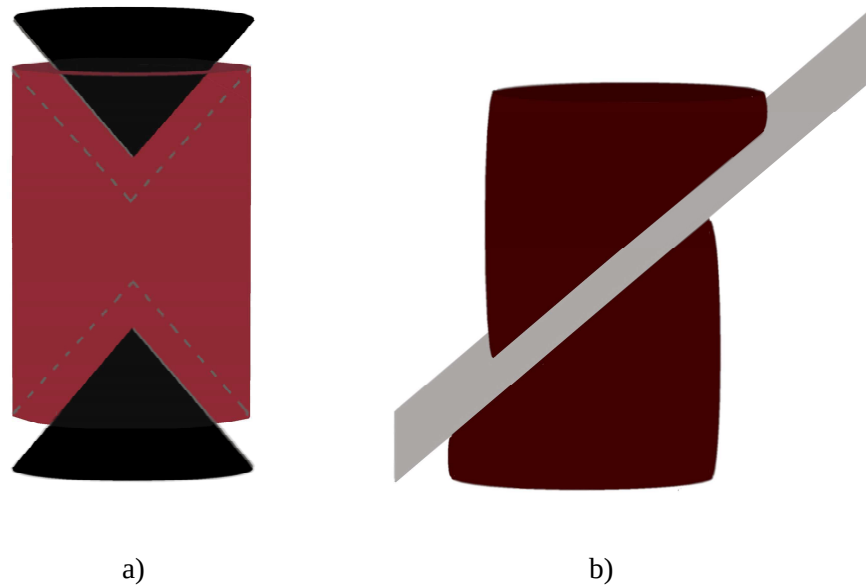


Figura 3.73 – Superfície de rotura obtida: a) numa modelação axissimétrica (cones de rotura); b) num ensaio triaxial de compressão convencional (plano de rotura).

Este facto torna a escolha do modelo mais difícil, uma vez que nem é axissimétrico nem é um modelo de estado plano de deformação por não haver uma dimensão claramente maior em desenvolvimento que as outras. Este problema seria resolvido através da modelação em softwares com capacidades tridimensionais (que o Plaxis® 3D já pode oferecer, mas que não foi usado). Uma comparação entre os resultados considerando os dois modelos é feita a seguir, baseada na 2ª simulação (Ponto C, um dos pontos centrais e não constrangido pela placa de topo).

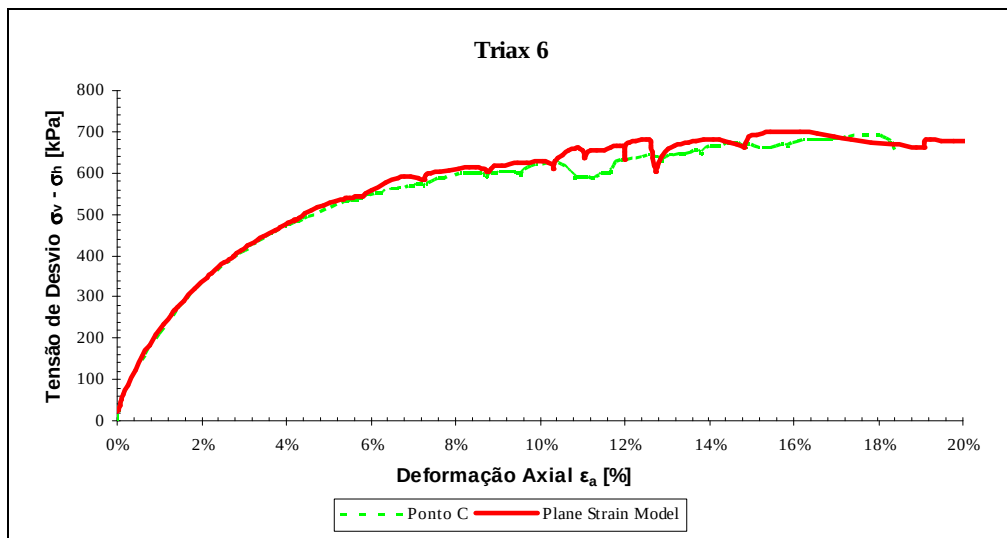


Figura 3.74 – Comparação entre os Pontos C do modelo axissimétrico e o plano de deformação.

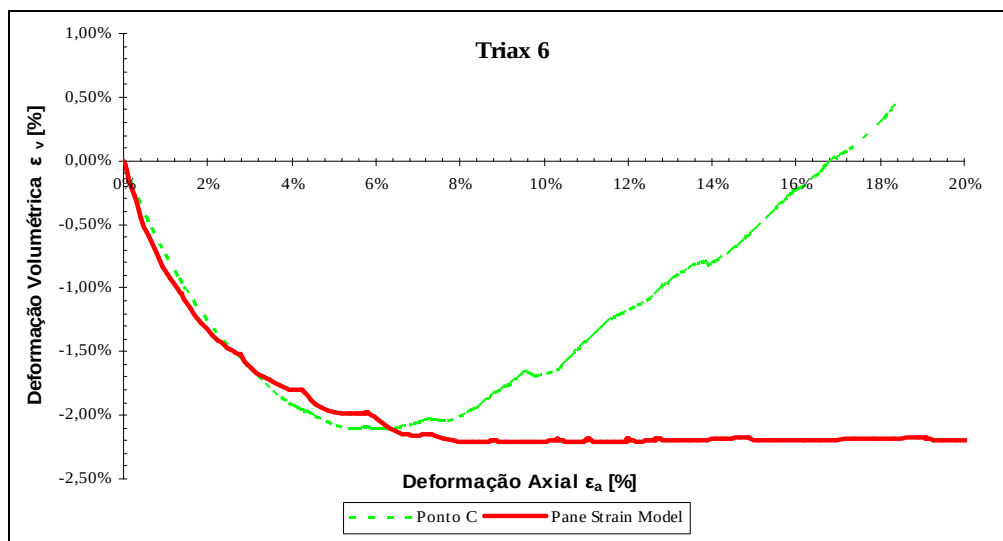


Figura 3.75 – Comparação entre os Pontos C do modelo axissimétrico e o plano de deformação.

Embora a curva de tensão-deformação seja bastante semelhante, o modelo simulando o estado plano de deformação não apresenta recuperação da diminuição de volume (ou seja, a dilatância que se observa na realidade). Mas, como se disse atrás, a simulação do estado plano de deformação só tem sentido acontecer neste tipo de ensaios devido à rotura se dar através de um plano com cerca 45° de inclinação a passar pelo centro do provete. A análise da distribuição das deformações de corte comprova, de certa forma, essa tendência para a formação de um plano de rotura (Figura 3.76).

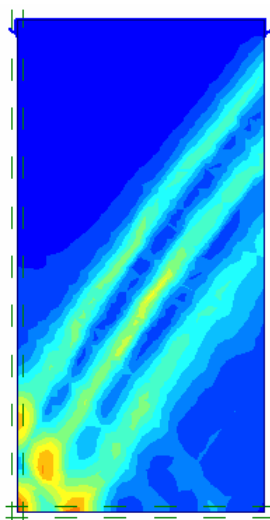


Figura 3.76 – Distribuição das deformações de corte através do modelo plano de deformação.

Mas qual será realmente a diferença entre a 1ª simulação e a 2ª? A resposta é dada pela comparação gráfica da 1ª simulação com as várias curvas da 2ª (à excepção dos pontos A e B, por não atingiram a rotura), expressa nas Figura 3.77 e Figura 3.78.

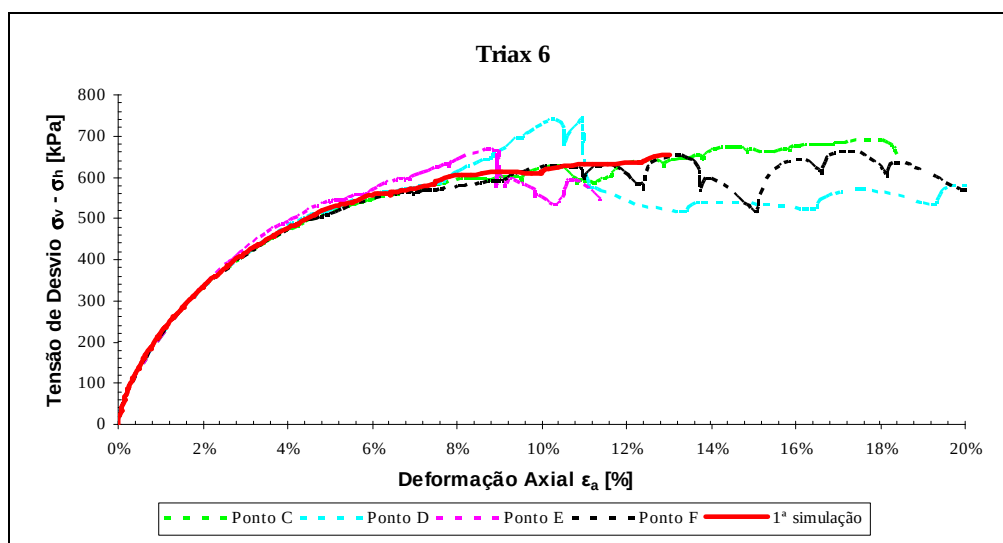


Figura 3.77– Comparação entre a 1ª e a 2ª simulação.

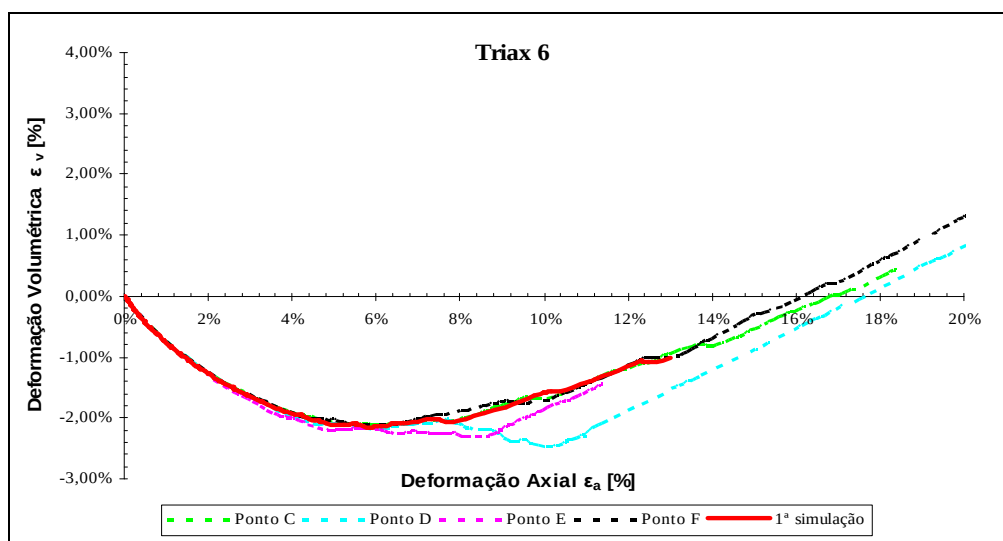


Figura 3.78 – Comparação entre a 1ª e a 2ª simulação.

Ambos os gráficos provam que os resultados obtidos, a partir de cada uma das simulações, são extremamente semelhantes o que prova o comportamento igual em termos dos estados de tensão. No entanto, em termos de deformação e da distribuição dos pontos plásticos, a 2ª simulação efectuada parece ser mais realista.

4

MODELAÇÃO E RETRO-ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. MODELAÇÃO DA ESCAVAÇÃO

Após ter sido feita a avaliação dos parâmetros e dos modelos característicos dos solos, resta fazer a modelação da escavação. Esta modelação foi feita de acordo com as recomendações do programa para escavações suportadas por estruturas multiancoradas, em relação aos elementos a utilizar e a sua caracterização paramétrica. Em primeiro lugar foram definidas a geometria do modelo a utilizar e as respectivas condições fronteira. As dimensões da escavação efectuada que se encontra situada próxima da zona estudada da estação dos Aliados têm cerca de 22 metros de largura e 24 metros de altura. Foi aproveitado o facto de se poder modelar apenas metade da escavação, aproveitando a simetria vertical ao longo de dois eixos (Norte-Sul e Este-Oeste) da escavação.

4.1.1. DESCRIÇÃO DA GEOMETRIA, MALHAS, TIPOS DE ELEMENTOS E MATERIAIS

Os limites horizontais da geometria do modelo numérico utilizado basearam-se nas dimensões da escavação referidas anteriormente e nas estimativas obtidas por Clough e O'Rourke (1990), para que nos limites destas fronteiras os assentamentos fossem nulos. Segundo os autores citados, para areias, o assentamento é nulo para uma distância da escavação igual a cerca de 2 vezes a sua profundidade. Como a profundidade de escavação é de 24 m (21+3), a distância mínima em relação à escavação a utilizar deveria ser de 42 m, tendo sido adoptado o valor de 55 m (ligeiramente mais do que duas vezes e meia). Em relação às dimensões verticais, admitiu-se que a rocha seria praticamente indeformável numa zona situada a 23 m abaixo da cota da base de escavação, ou seja um valor próximo da altura de escavação. Assim, as dimensões da malha adoptada têm um desenvolvimento horizontal de 66 metros (11+55) e vertical de 47 m (3+21+23). De notar que os primeiros 3 metros considerados para as dimensões verticais resultam do facto de a cota da cabeça das estacas estar 3 metros abaixo da cota da superfície na periferia constituída pelos limites da obra e pela zona rodoviária da avenida dos Aliados. As condições de fronteira aplicadas consistem em apoios duplos na base do modelo e apoios simples na parte lateral deste, não havendo restrições da componente vertical dos deslocamentos nessas fronteiras.

Os elementos a incluir no modelo consistem na parede, nas ancoragens e respectivos bolbos de selagem e do solo, sendo que a discussão em relação aos parâmetros a utilizar por este último já tinham sido definidos anteriormente, no capítulo anterior. Quanto à parede, esta foi constituída por estacas moldadas de 1 metro de diâmetro espaçadas de 1,36 m entre si (tendo em conta a opção de projecto que se reproduziu), tendo o seu comportamento sido modelado através de elementos tipo

barra (“plate”) e, embora este elemento normalmente seja definido para modelar estruturas contínuas (paredes contínuas de betão armado do tipo paredes moldadas, estacas tangentes ou secantes, etc.), é o que melhor se adequa a este caso. Este parâmetro, que funciona essencialmente à flexão, é definido através dos parâmetros de rigidez à flexão e axial (EI [kN.m²/m] e EA [kN/m], respectivamente), o peso [kN/m/m] e o coeficiente de Poisson do material constituinte do painel. O material, considerado elástico, usado na contenção foi o betão armado C30/37 que apresenta, segundo o EC2 (Eurocódigo 2, 2004), um módulo de elasticidade igual a 32 GPa, com um peso volúmico de 25 kN/m³ e um coeficiente de Poisson igual a 0,2. A rigidez axial deste tipo de contenção é dada em função do produto do módulo de elasticidade do betão e a área por metro.

$$EA \rightarrow E_{c,28} \cdot \frac{\pi \cdot r^2}{s} = 32 \times 10^6 \cdot \frac{\pi \cdot 0,5^2}{1,36} \approx 1,85 \times 10^7 \text{ kN} / \text{m} \quad (4.1)$$

A rigidez à flexão é dada pelo produto do Módulo de Elasticidade e a Inércia mobilizada por metro de desenvolvimento.

$$EI \rightarrow E_{c,28} \cdot \frac{\pi \cdot D^4}{64 \cdot s} = 32 \times 10^6 \cdot \frac{\pi \cdot 1^4}{64 \cdot 1,36} \approx 1,15 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 / \text{m} \quad (4.2)$$

O peso (W) considerado resulta da consideração apenas do peso do betão armado das estacas, por metro de desenvolvimento e por metro de altura das estacas.

$$W = \gamma_c \cdot \frac{A \cdot h}{h \cdot s} = 25 \cdot \frac{\pi \cdot 0,5^2}{1,36} \approx 14,44 \text{ kN} / \text{m} / \text{m} \quad (4.3)$$

Quanto à definição das ancoragens, estas são definidas através de um elemento “node to node anchor”, tal como é sugerido pelo manual do software. Este elemento é modelado a partir da sua rigidez axial (EA [kN]) de cada uma das ancoragens e o seu espaçamento ao longo do desenvolvimento da cortina (“ L_{spacing} ”). A rigidez axial de cada uma das ancoragens é igual a $1,911 \times 10^5$ kN, considerando o valor fornecido pela memória descritiva da obra, e o seu espaçamento longitudinal igual a 2,8 m.

A modelação também poderia ter sido feita através do elemento “fixed end anchor”, que consiste em introduzir um apoio elástico na cabeça da ancoragem, considerando a selagem fixa das mesmas. A maior fonte de erro, ao considerar a simulação das ancoragens através da condição de apoios elásticos, consiste na mobilidade do bolbo de selagem. Dependendo da sua localização no maciço, o bolbo de selagem pode experimentar deslocamentos significativos durante as fases de escavação, implicando grandes incrementos no deslocamento horizontal da cortina e consequente variação da força nas ancoragens, afastando-as ainda mais do comportamento linear (Raposo, 2007).

Deste modo, foram modelados os bolbos de selagem, tal como sugere o autor referido anteriormente e o manual do software, através da introdução de elementos lineares do tipo membrana (“geogrid”), que funcionam à tracção, ligados aos elementos tipo cabo (“node to node anchor”). Este último elemento é caracterizado pela sua rigidez axial (EA [kN/m]), que foi definida igual a 10^5 kN/m. Ambos os elementos possuem a sua rigidez axial de tracção.

Depois de explicada toda a modelação dos elementos estruturais e do solo, resta explicar a aplicação de uma interface entre a cortina e o solo. Essa simulação é feita através da utilização de elementos de junta que têm espessura nula mas que permitem modelar, de forma bastante realista, a interacção entre a estrutura e o solo. Este elemento permite a existência de deslocamentos tangenciais relativos entre dois materiais bem como considera as características próprias dessa zona de transição. Uma vez que se

está na presença da interacção entre o solo e o betão, considerou-se que a resistência seria limitada a dois terços da resistência atrítica do solo. Para evitar que as transições, em termos de esforços, sejam bruscas deve-se prolongar um metro este tipo de interacção, sendo que neste metro a resistência a adoptar deverá ser igual à do solo, não havendo, deste modo, qualquer limitação.

De referir que, além do disposto atrás, há dois pormenores adicionais que foram considerados: uma sobrecarga à superfície de 2 kN/m^2 , para simular a passagem de tráfego rodoviário mesmo nas imediações da estação (com relevância de autocarros e camiões carregados com material para a obra) e uma inclinação de transição entre a cota da cabeça das estacas e do aterro devido ao facto do Plaxis® não aceitar escavações à face, por não garantir a estabilidade (mesmo que exista resistência para garantir a sua estabilidade).

A malha utilizada foi definida com um refinamento médio, tendo sido aumentado o refinamento junto aos bolbos de selagem por ser previsível haver nessa zona uma grande concentração de tensões. É constituída por 857 elementos (tendo os elementos gerais com 15 nós cada) e 7175 nós e 10284 pontos de tensão, de acordo com a figura seguinte.

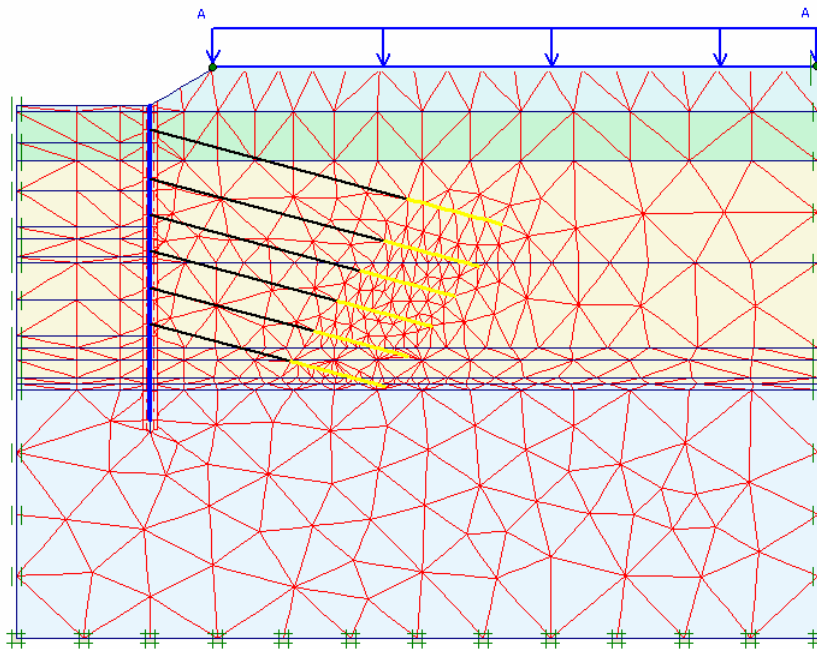


Figura 4.1 – Malha de elementos finitos base para a simulação numérica da escavação.

4.1.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO CONSIDERADO NA ANÁLISE NUMÉRICA

O faseamento considerado para esta simulação vai de encontro ao faseamento descrito em capítulos anteriores, tendo sido no início aplicado o estado inicial de tensão em repouso e as tensões hidrostáticas, de acordo com o nível da água definido através do Quadro 2.5 e seguidamente a activação da cortina (tornando-a permeável, uma vez que o software por defeito considera-a impermeável) e da carga aplicada.

Em cada uma das fases de escavação, é retirada a parcela correspondente de terreno em frente à cortina e são redefinidas as cargas hidráulicas em cada um dos pontos conhecidos (na escavação e a um metro da cortina, uma vez que a 20 m e a 55 m o valor é sempre constante). Torna-se necessário redefinir as pressões neutras sempre que se muda a posição do nível freático e, uma vez que existe um

desnível entre cada uma das cargas hidráulicas, é necessário correr um subprograma existente no software (“ground water flow calculations”) que calcula as pressões neutras tendo em conta a percolação da água ao longo do maciço. Dá-se o exemplo na fase 10, através da figura seguinte, onde se define a posição do nível freático, determina-se o campo dos vectores de percolação (“flow field”), dando origem às pressões neutras no maciço. De notar as quebras acentuadas, existentes devido ao facto de se conhecerem só alguns pontos do nível freático, serem atenuadas quando se corre o cálculo do escoamento baixando o nível freático em relação à realidade.

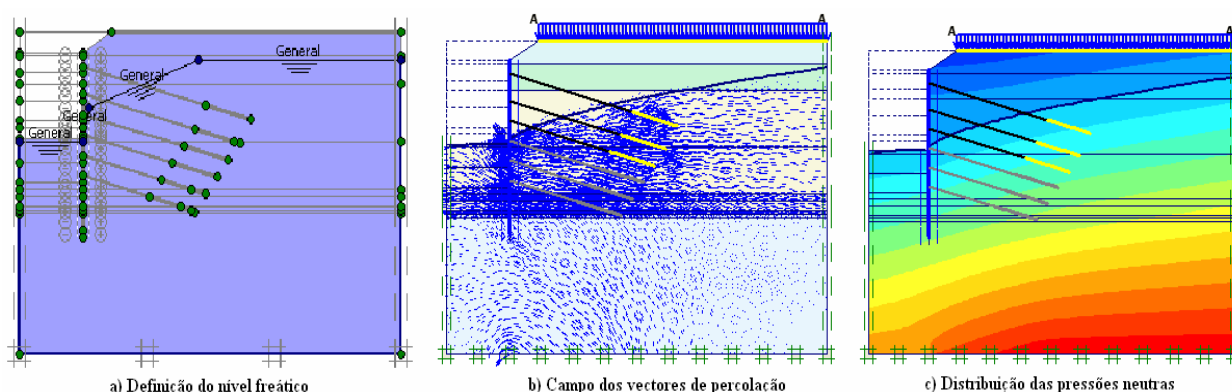


Figura 4.2 – Passos para a definição das pressões neutras em cada uma das fases (Ex: Fase 10).

As fases simuladas foram 14, de acordo com o descrito anteriormente em 2.6.4., e estão definidas na Figura 4.3. As datas a que se reportam cada uma das fases foram estimadas baseadas na informação da memória descritiva do projecto da Viaponte, Lda. (NORMETRO, 2002a) e no vasto registo fotográfico disponibilizado pelo Prof. Viana da Fonseca, um dos responsáveis do projecto que acompanhou a obra, estando resumidas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Datas previstas para a realização das fases utilizadas na simulação numérica.

Fase	Data do fim da sua realização	Fase	Data do fim da sua realização
1	02/01/2003	8	18/02/2003
2	17/01/2003	9	26/02/2003
3	19/01/2003	10	04/03/2003
4	03/02/2003	11	14/03/2003
5	5/02/2003	12	22/03/2003
6	12/02/2003	13	28/03/2003
7	14/02/2003	14	04/04/2003

As várias fases da escavação consideradas encontram-se definidas na Figura 4.3.

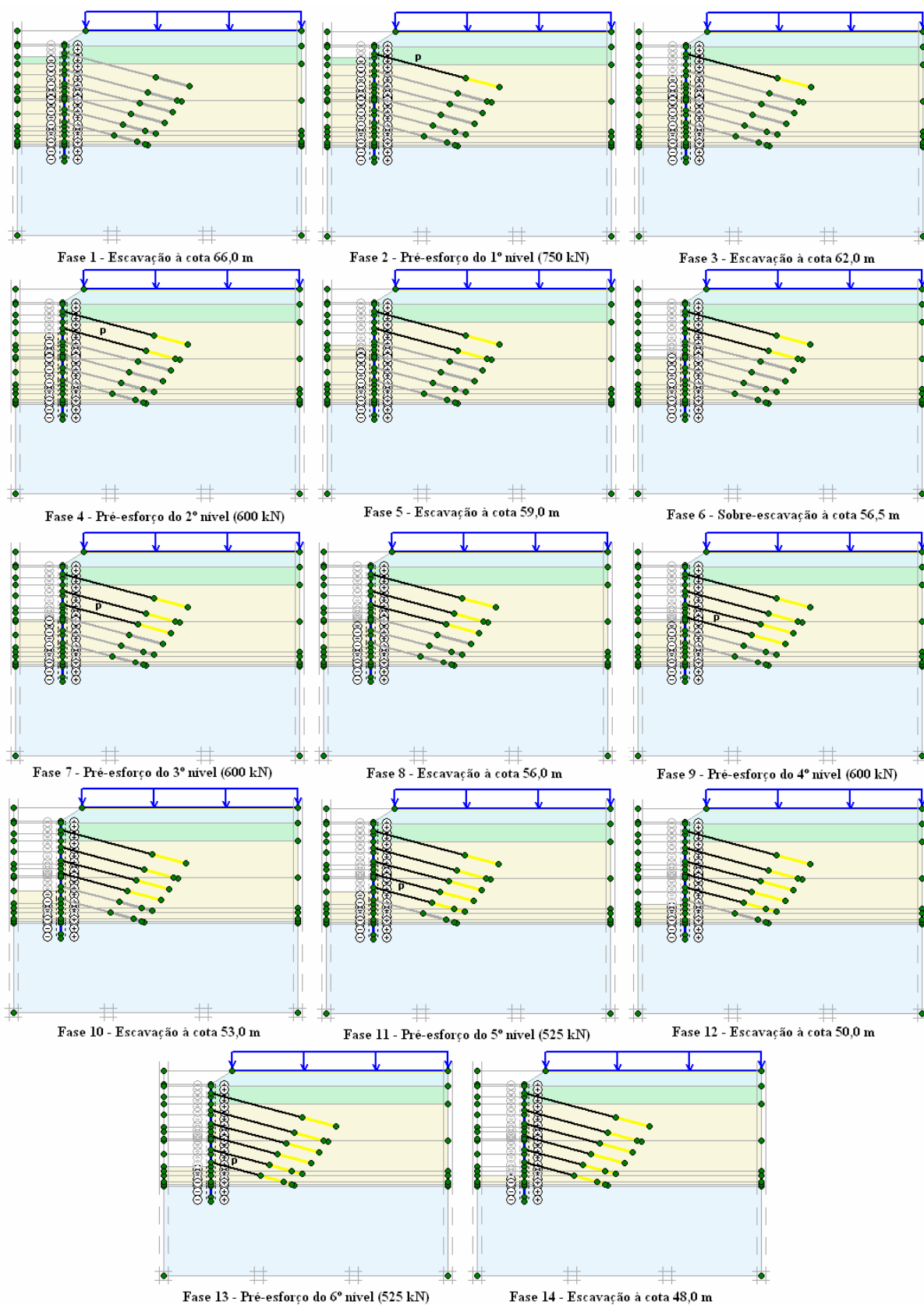


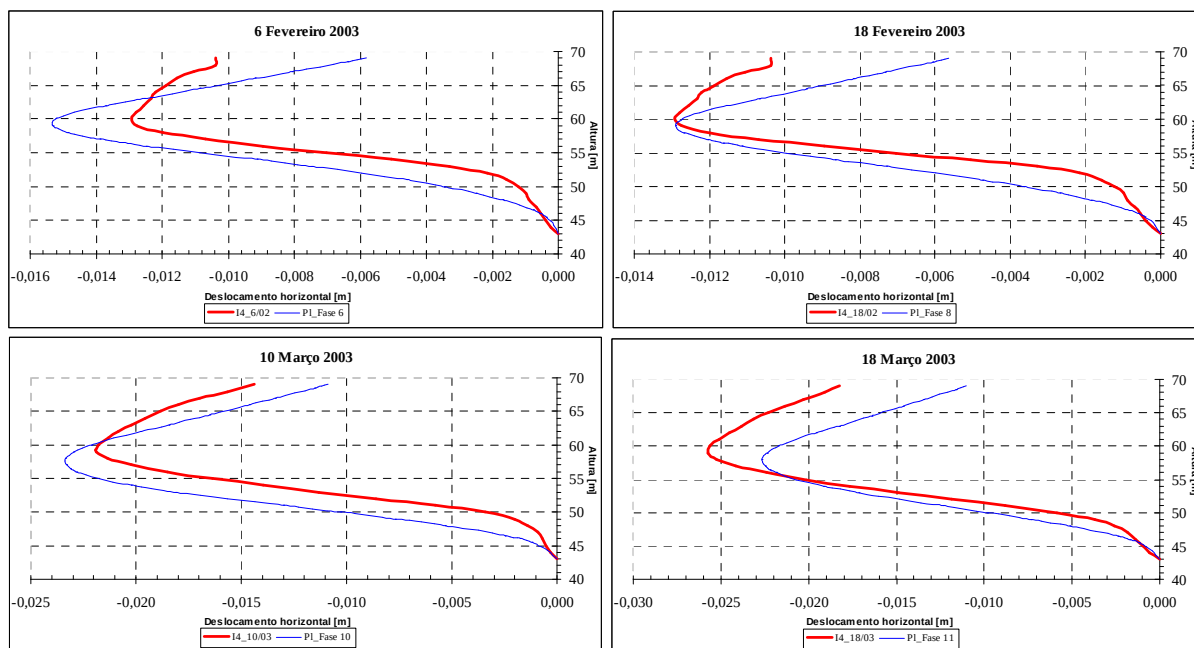
Figura 4.3 – Faseamento Construtivo considerado.

4.2. RESULTADOS OBTIDOS E RETRO-ANÁLISE

Os resultados obtidos através da modelação numérica, considerando os parâmetros derivados das análises apresentada no Capítulo 3, expressos resumidamente no Quadro 3.9 foram tratados em função dos elementos e dos resultados disponíveis da instrumentação instalada e que permitiu proceder à retro-análise. Este ajuste basear-se-ia fundamentalmente na análise de inclinómetros (um vertical e outro horizontal), marcas topográficas (situadas em múltiplos sítios) e células de carga.

4.2.1. INCLINÓMETRO VERTICAL

O inclinómetro estudado, denominado de I4, foi colocado junto a uma das estacas que faziam a contenção da escavação, tendo sido feitas medições à medida que esta foi avançando. Neste inclinómetro, encastrado na estaca, as medições foram feitas em duas direcções ortogonais tendo sido necessário fazer uma ponderação para se obterem os deslocamentos perpendiculares ao plano vertical definido pela contenção. As medições começaram a ser feitas a partir do dia 25 de Janeiro de 2003 (ou seja entre as fases 3 e 4, mas como a fase 4 ainda não estava terminada considerou-se que as medições foram feitas a partir do fim da fase 3). O software permite conhecer os deslocamentos da cortina ao seleccioná-la. A comparação entre os resultados obtidos e os valores registados pelo inclinómetro estão representados através dos gráficos das figuras.



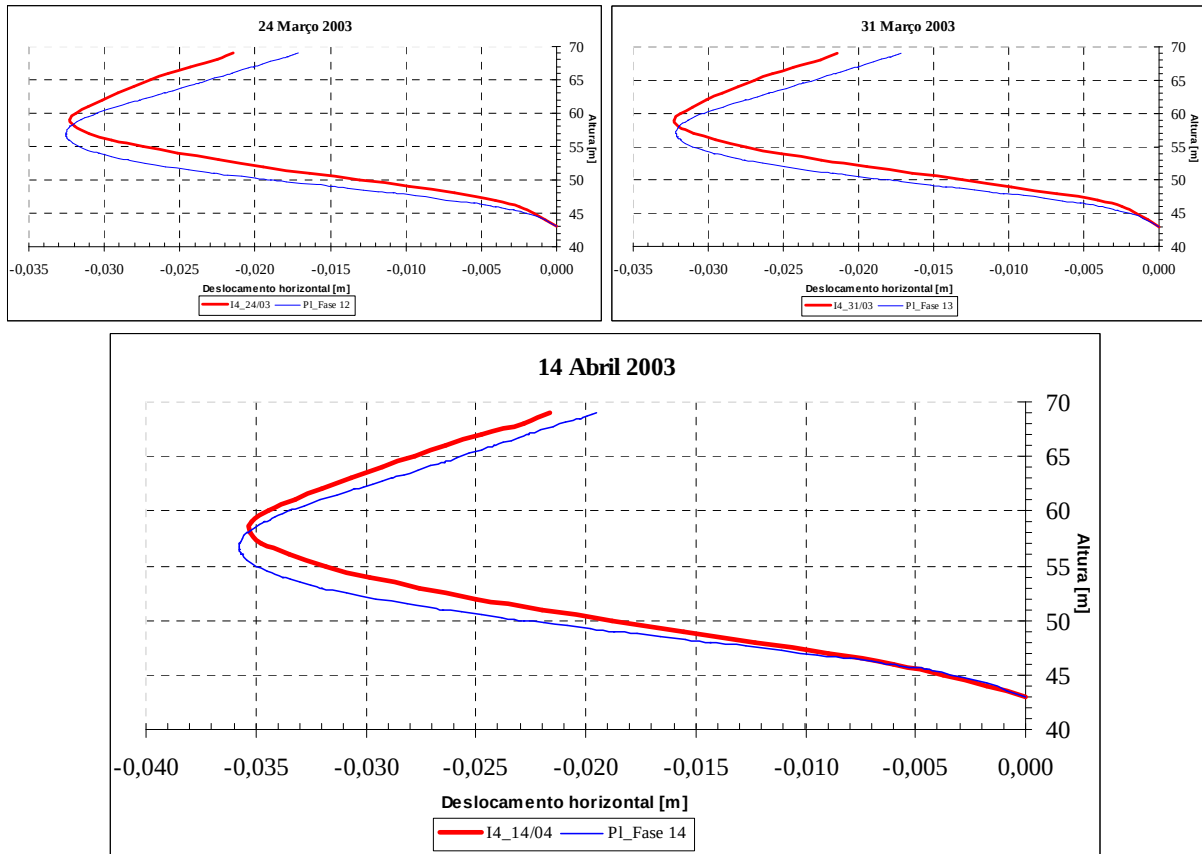


Figura 4.4 – Comparação entre os deslocamentos obtidos no Plaxis® e através do inclinómetro.

Como se pode observar pelas figuras, os resultados da modelação numérica e os registos do inclinómetro aproximam-se de forma satisfatória. Repara-se, no entanto, que nas zonas do topo e da base da cortina o ajuste dificilmente é conseguido. No topo a cortina apresenta deslocamentos maiores do que a simulação numérica, enquanto que na base acontece o contrário (uma tendência evidente em todos os registos). No entanto, estas diferenças não são significativas. Para melhorar o ajuste do comportamento da modelação numérica da cortina em relação ao inclinómetro vertical, tendo em conta o modelo geológico-geotécnico adoptado para a zona em estudo, foram experimentadas ligeiras modificações às espessuras dos vários horizontes (essencialmente na zona onde começava e acabava o horizonte de maior espessura e alvo de uma mais completa caracterização, o granito W5-W4), de modo a melhorar o ajuste. Isto foi necessário e é aceitável devido a um grau de incerteza associado ao conhecimento da exacta profundidade onde se faz a transição entre os horizontes considerados.

4.2.2. INCLINÓMETRO HORIZONTAL

Os inclinómetros horizontais (IH1 e IH2) foram instalados à cota do primeiro nível de ancoragens e ambos se encontram ligeiramente deslocados da secção em estudo (um situado mais a norte e outro mais a Sul). (Figura 4.5) Foi, no entanto, escolhido o IH2 por este se encontrar numa zona geológica e geotecnicamente semelhante e mais perto da zona estudada. Este inclinómetro foi encastrado num dos extremos e oferece a possibilidade de medições até 11 metros de distância da escavação.



Figura 4.5 – Disposição dos inclinómetros horizontais (IH1 e IH2), à esquerda, com pormenor do IH2, à direita.

A contagem dos assentamentos começou no dia 28 de Janeiro (pouco depois do inclinómetro vertical, mas igualmente após a fase 3 e antes da fase 4 se encontrar concluída). Para se obterem os assentamentos através do software procedeu-se a um corte horizontal à cota 67,0 m (1º nível de ancoragens) e retiraram-se os valores dos assentamentos até 11 m de distância da escavação. A comparação entre os valores lidos no inclinómetro e os resultados do Plaxis® encontram-se nos gráficos seguintes.

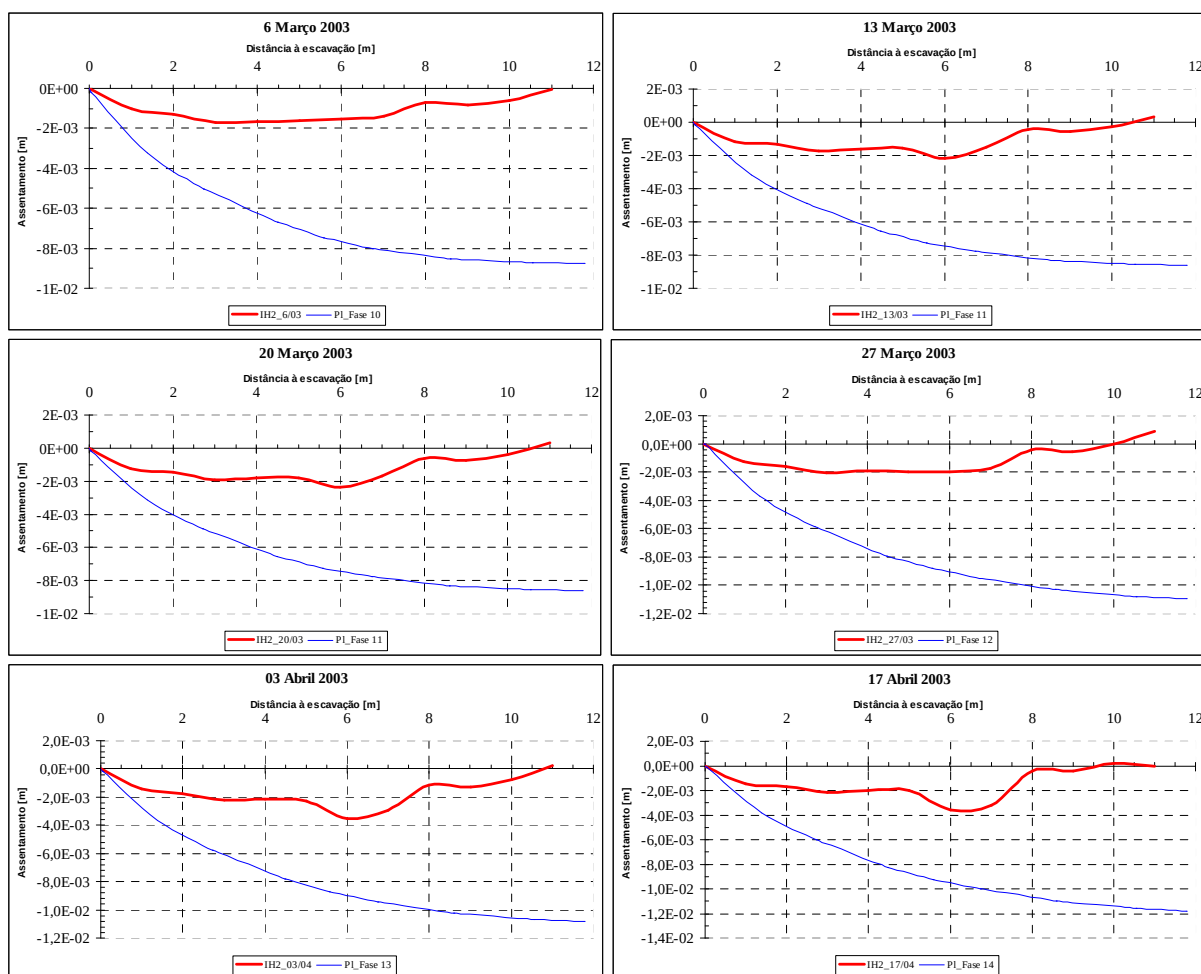


Figura 4.6 - Comparação entre os assentamentos obtidos no Plaxis® e através do inclinómetro.

Neste caso, os assentamentos obtidos através da simulação numérica são substancialmente superiores aos obtidos pelo inclinómetro. As razões que levam a esta diferença serão abordadas mais detalhadamente no capítulo seguinte, onde se tenta arranjar uma explicação para o sucedido.

4.2.3. MARCAS TOPOGRÁFICAS

As marcas topográficas foram colocadas em diversos sítios para poderem monitorizar a obra (Figura 4.7), durante e após a escavação. No entanto, neste trabalho e para efeitos do estudo da retro-análise foram só estudadas três tipos de marcas: uma situada na viga de coroamento do 1º nível de ancoragens, 4 situadas à superfície ao longo do inclinómetro horizontal (IH2) e outra situada à superfície (dentro da obra no limite do estaleiro).



Figura 4.7 – Exemplo de uma marca topográfica situada à superfície.

Alvo situado na viga de coroamento

A marca situada na viga de coroamento (Figura 4.8) permitiu o registo de valores dos deslocamentos nas três direcções principais tendo sido feitos registos ao longo do tempo.



Figura 4.8 – Pormenor do inclinómetro horizontal com o alvo situado na viga de coroamento.

A obtenção do valor dos deslocamentos através do software (apenas no plano perpendicular à estação, uma vez que o software trabalha a 2D) é feita através da evolução do deslocamento da cabeça da ancoragem do 1º nível. A 1ª leitura no dia 13 de Fevereiro de 2003 (correspondente ao fim da Fase 5), estando representada a comparação entre os valores registados e os obtidos no software nos gráficos das figuras seguintes.

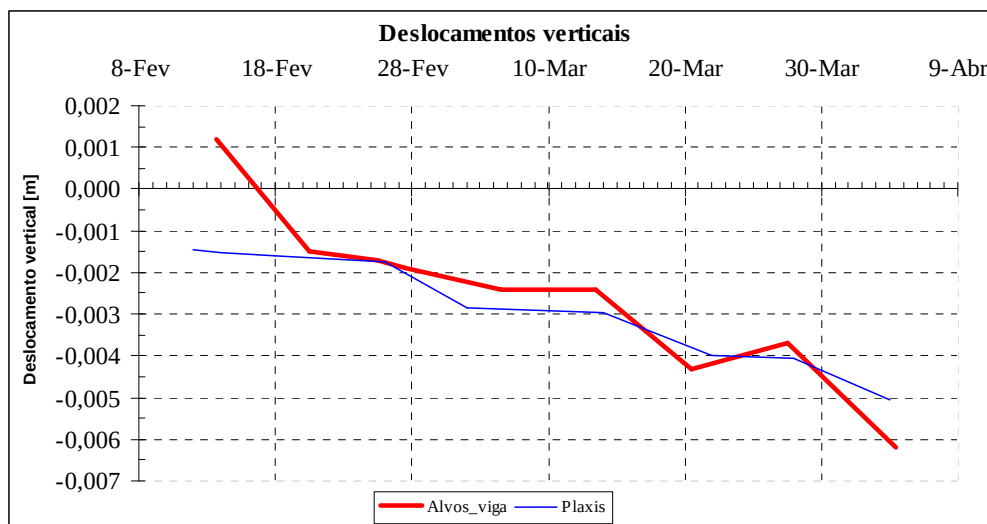


Figura 4.9 – Deslocamentos verticais observados na viga e obtidos no cálculo pelo Plaxis®.

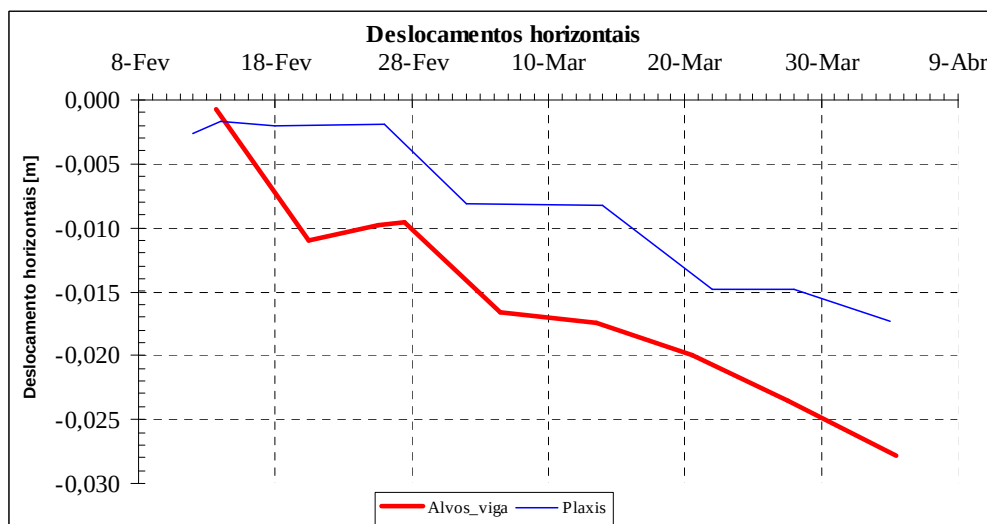


Figura 4.10 - Deslocamentos horizontais observados na viga e obtidos no cálculo pelo Plaxis®.

Marcas à superfície na direcção do inclinómetro IH2

Foram colocadas 4 marcas à superfície (M1, M2, M3 e M4) distanciadas a 5,5 m, 8,5 m, 19,5 m e 25 m de distância em relação à escavação, respectivamente. Através destas foi possível fazer o registo dos deslocamentos verticais nestes pontos ao longo do tempo, no entanto houve datas em que não houve possibilidade de se fazer qualquer registo (principalmente nas marcas M2, M3 e M4). Através do conhecimento da evolução dos assentamentos verticais ao longo da escavação, é possível retirar esse assentamento em qualquer um dos nós da malha utilizada no software. A leitura inicial deste tipo de instrumentação começou a ser feita no dia 27 de Janeiro de 2003, ou seja no fim da fase 3. A

comparação da instrumentação e da simulação numérica, para cada uma das marcas, encontra-se nos gráficos seguintes.

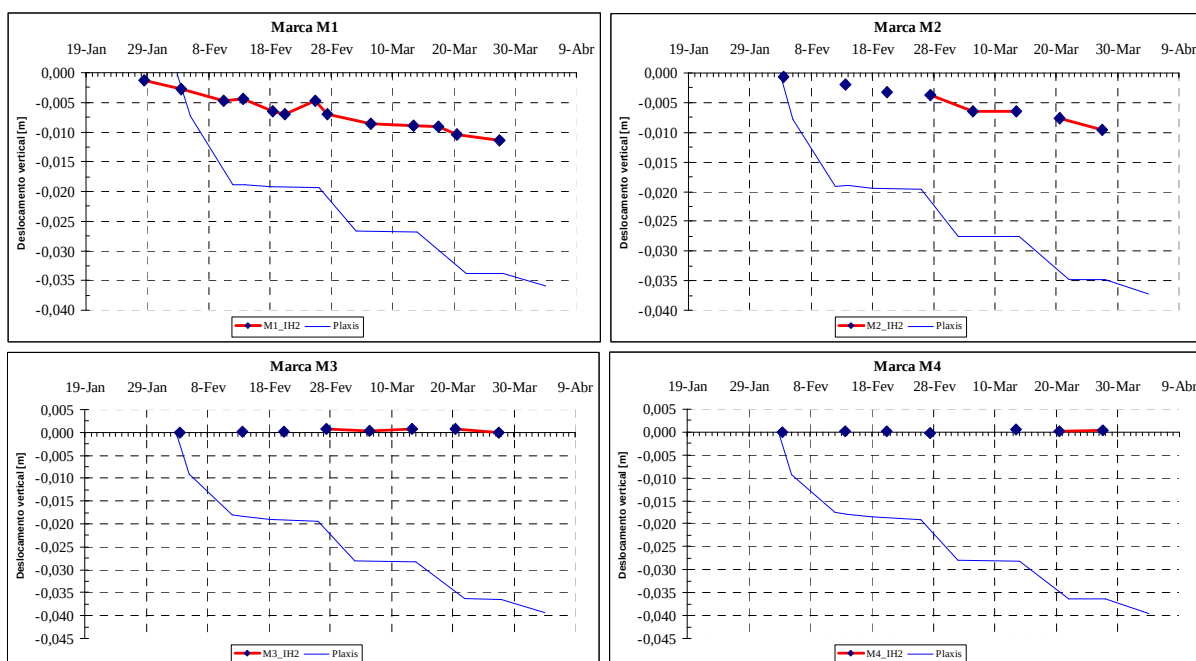


Figura 4.11 - Comparação entre os assentamentos obtidos no Plaxis® e através das marcas.

Marca situada à superfície no limite da obra

Foi colocada uma marca nas imediações do estaleiro, distanciada de 9 metros em relação a o limite deste, para fazer um controlo adicional em relação aos deslocamentos verticais junto à escavação ao longo do tempo. As leituras nesta marca começaram a ser registadas a partir do dia 14 de Janeiro de 2003, ou seja logo a seguir à fase 1. O processo para saber a resposta numérica da simulação foi igual ao descrito no parágrafo anterior. A comparação é dada pela figura seguinte.

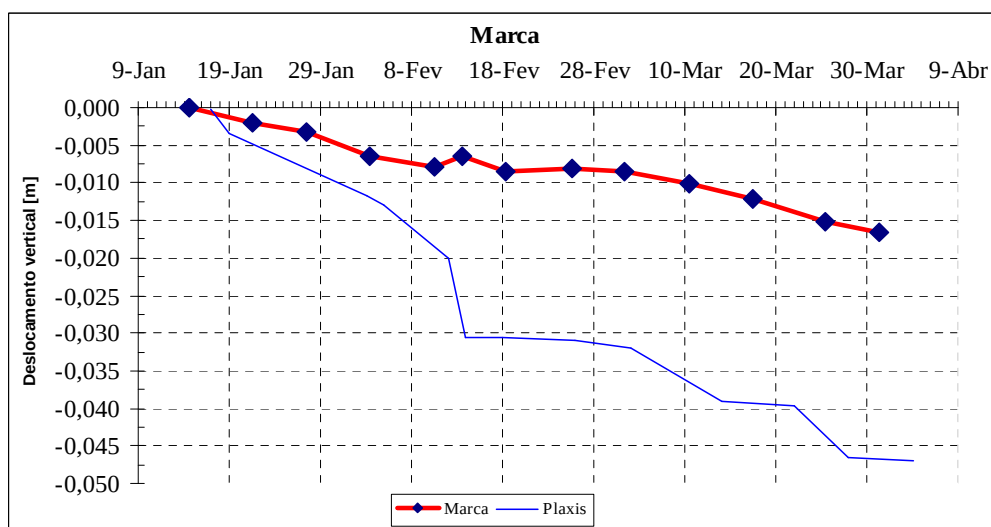


Figura 4.12 - Comparação entre os assentamentos obtidos pelo cálculo no Plaxis® e de uma marca.

Ainda que os resultados obtidos na marca situada junto ao inclinómetro na viga de coroamento sejam bastante semelhantes à simulação numérica, o ajuste para as outras marcas continua a apresentar algumas discrepâncias devido, novamente, a um excessivo assentamento do maciço resultante da simulação numérica. Serão tecidas, igualmente, algumas considerações no próximo capítulo sobre a razão desta diferença.

4.2.4. CÉLULAS DE CARGA

Foram colocadas células de carga em várias ancoragens no projecto (Figura 4.13), no entanto só 3 é que são relevantes para a retro-análise em questão, tendo sido colocadas no 1º, 3º e 5º nível de ancoragens.



Figura 4.13 – Exemplo de uma célula de carga associada a uma ancoragem.

Estas células não ficaram todas situadas no mesmo enfiamento, acabando por ficar um pouco distanciadas da secção em estudo para Norte e para Sul. A informação proveniente destas células de carga permitiu saber o valor real do pré-esforço imposto a cada uma delas (nos 3 níveis) e a data da sua aplicação. Foi feito um registo ao longo do tempo, podendo este ser comparado com o valor retirado da simulação numérica em cada uma das fases, obtido através do esforço em cada um dos elementos “node to node anchor”. Ambos os valores correspondentes aos 3 níveis estão representados pelos gráficos das figuras seguintes.

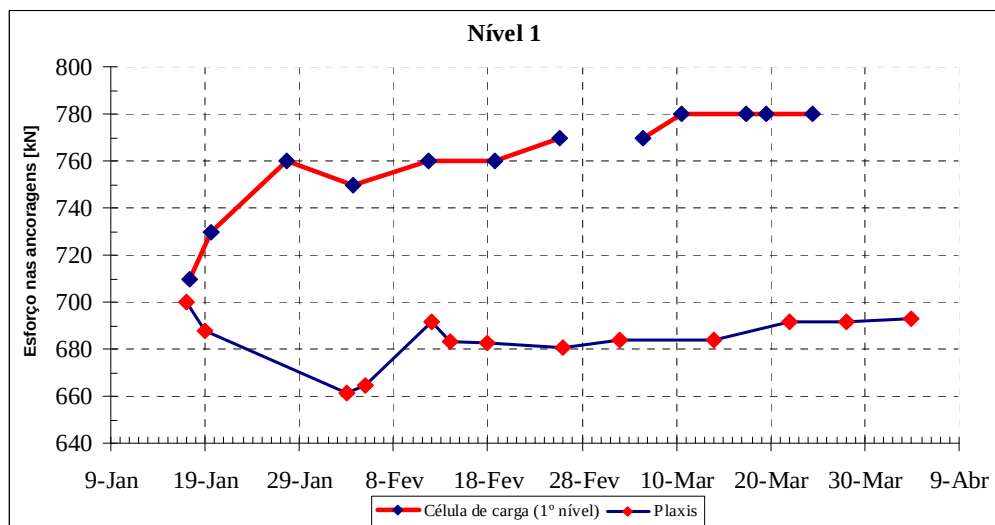


Figura 4.14 – Esforços obtidos para o 1º nível de ancoragens.

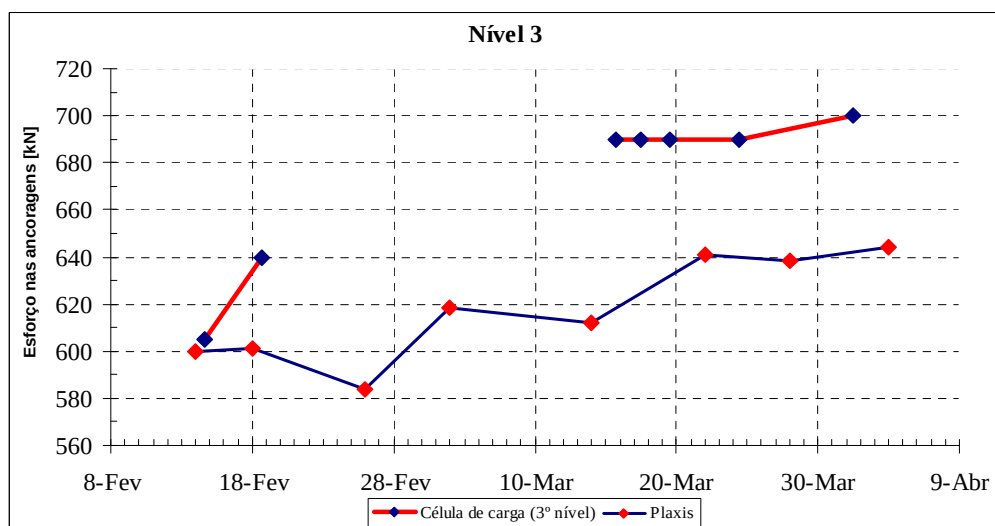


Figura 4.15 – Esforços obtidos para o 3º nível de ancoragens.

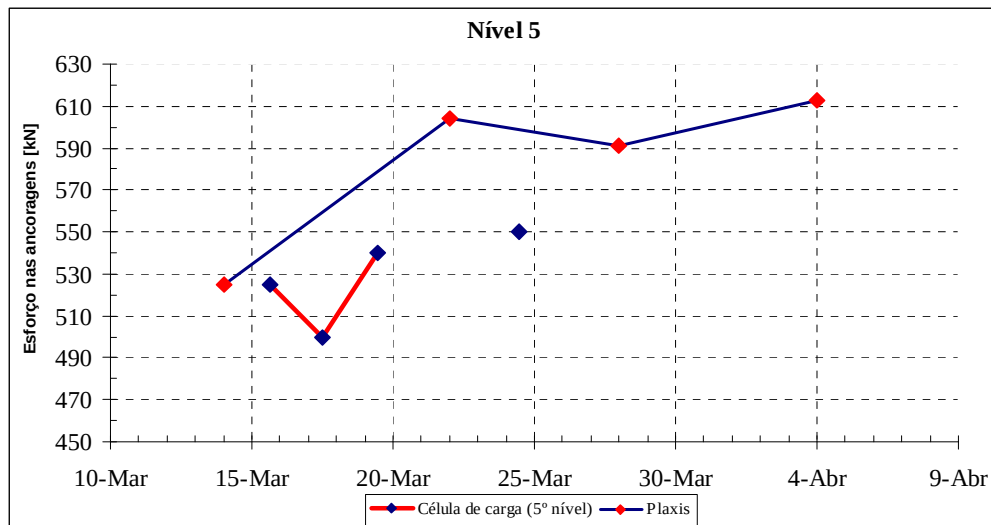


Figura 4.16 - Esforços obtidos para o 5º nível de ancoragens.

Embora os resultados obtidos numericamente tenham apresentado um comportamento contrário no primeiro nível de ancoragens, é possível observar uma tendência mais aproximada nos restantes níveis. A justificação para este facto será abordada posteriormente, onde se tenta perceber a razão deste comportamento.

5

COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

Os resultados obtidos através da simulação da escavação no Plaxis® foram bastante satisfatórios, principalmente na parte dos deslocamentos horizontais da cortina. No entanto houve algumas dificuldades que podem explicar algumas pequenas diferenças e discrepâncias entre os valores obtidos instrumentalmente e numericamente. A maior das dificuldades residiu em saber a data em que começaram e acabaram as várias fases, definidas no Plaxis®, naquela zona da obra por não se ter tido acesso ao livro de obra. As datas revelaram-se importantes e o seu registo nas ilustrações fotográficas determinante, pois a instrumentação é dada em função das datas de leitura e convém saber em que fase precisa se encontra a obra naquela zona para se poder fazer uma comparação eficaz. Outra dificuldade provém do facto de só o inclinómetro vertical e os piezómetros analisados estarem situados exactamente no local da secção estudada, estando os outros elementos deslocados um pouco mais para norte e um pouco mais para sul (exemplo dos 3 níveis das ancoragens estudadas não se encontrarem no mesmo enfiamento vertical e o inclinómetro horizontal estar deslocado para Sul).

O software Plaxis®, para cada uma das fases, apresenta os resultados no seu final, não existindo sensibilidade para o decorrer das fases, ou seja os resultados obtidos são dados como se a execução de cada fase fosse imediata. Uma escavação de 3 metros é feita sequencialmente, começando por se escavar 1 metro e depois 2 até chegar aos 3 metros desejados. Muitos dos resultados da instrumentação foram retirados em datas não coincidentes com o final das fases do Plaxis®, o que poderá explicar algumas das diferenças. Essas datas de leitura corresponderam, na maioria das vezes, a uma situação da obra que se encontrava entre duas fases no Plaxis® (por exemplo uma dada fase já se encontrava concluída, mas a seguinte ainda não se tinha completado). Como foi dito, as datas atribuídas a cada uma das fases simuladas no Plaxis® partiram de estimativas baseadas em fotografias da obra e a partir de alguns (muito poucos) registos existentes (exemplo do registo da data em que cada uma das ancoragens foi pré-esforçada). Outras dificuldades prendem-se com o facto de não existir informação quanto aos restantes níveis de ancoragens, tendo sido feita uma estimativa dos valores do pré-esforço aplicado nos níveis em que se desconhecia o valor e à espessura dos horizontes a definir por cada um dos solos utilizados, principalmente o granito W5-W4 por ser aquela que apresenta uma maior possança.

Mas, analisando os resultados, verifica-se que para os deslocamentos horizontais observados pela cortina o ajuste se faz manifestamente bem, sendo as diferenças da ordem dos milímetros (cerca de 2 a 3, nunca chegando a ultrapassar os 5 mm). A comparação em cada uma das fases de leitura não apresenta nenhuma tendência visível (umas vezes os resultados numéricos apresentam deslocamentos ligeiramente maiores do que a instrumentação, por outras vezes não).

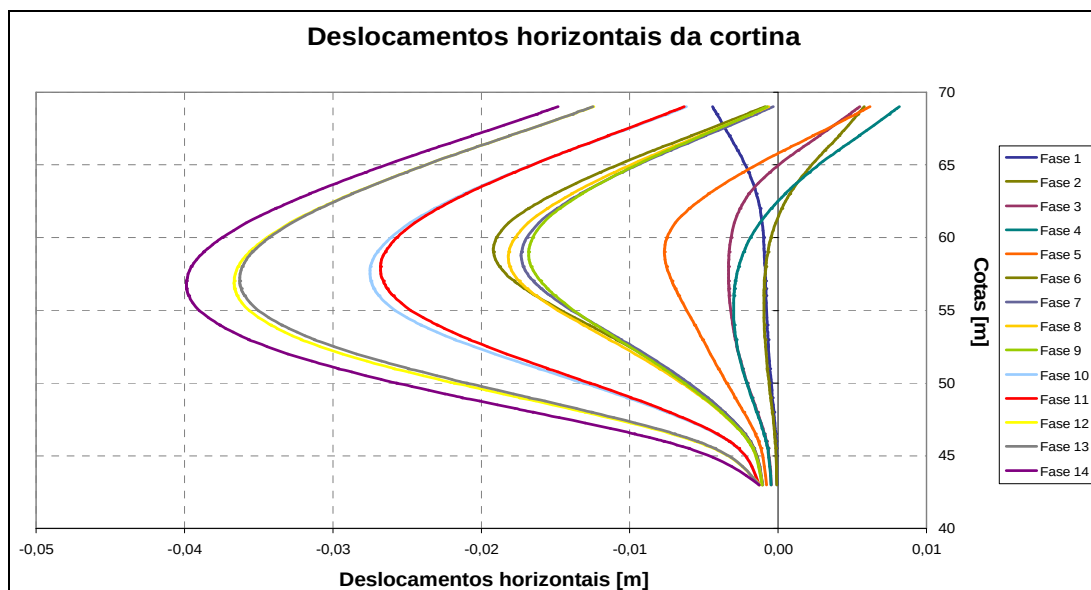


Figura 5.1 – Evolução dos deslocamentos horizontais ao longo de cada uma das fases.

Os deslocamentos verticais não apresentam tão bons resultados (tanto os valores obtidos através do inclinómetro como o valor obtido pelas marcas topográficas). Isto pode dever-se a muitos factores, sendo que o facto deste inclinómetro se encontrar um pouco mais a Sul do que a secção estudada, significa que este se encontra situado numa zona em que o solo apresenta uma ligeira maior rigidez, tanto longitudinalmente, como transversalmente, o que poderá explicar, em parte, a ligeira diferença. No entanto, outras razões deverão ser apontadas que consigam explicar tamanha diferença com base nos registos do inclinómetro horizontal (IH2), verifica-se que estes foram medidos até aos 11 m de distância da escavação onde já é notória uma concavidade característica, existente neste tipo de escavações. No Plaxis® a concavidade só se começa a evidenciar a uma distância ligeiramente maior, o que implica que a 11 metros esta ainda não seja evidente. A figura seguinte representa os assentamentos na superfície do terreno em relação à distância da escavação em cada uma das fases consideradas.

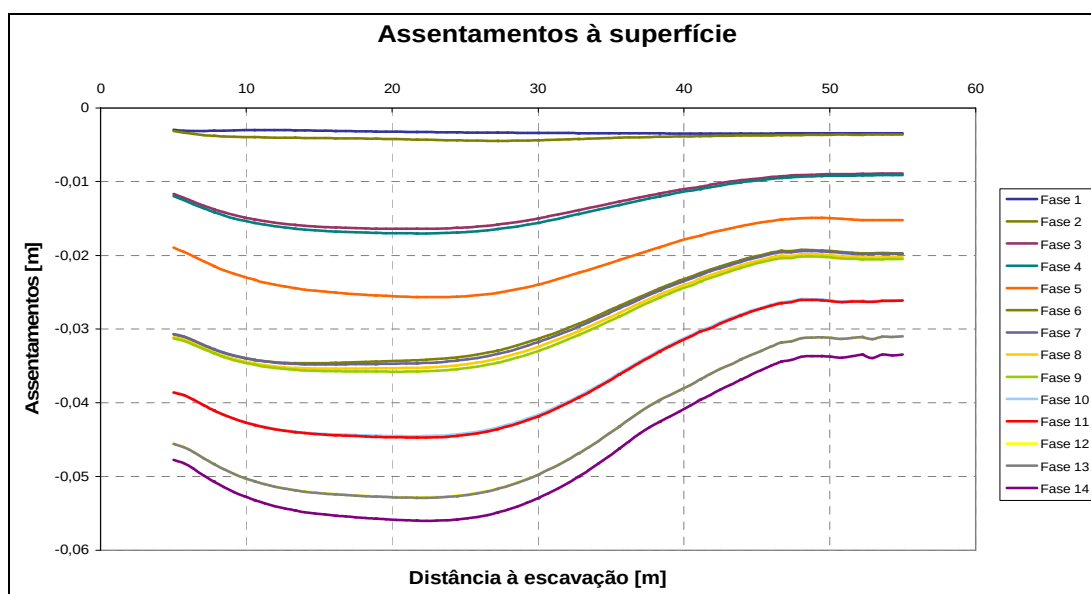


Figura 5.2 - Evolução dos assentamentos à superfície ao longo de cada uma das fases.

Através da figura pode-se perceber que existe um grande assentamento do terreno, mesmo a 55 metros de distância da escavação e que a essa distância esse assentamento aumentava de fase para fase, gradualmente, como se de uma translação se tratasse. Será interessante descobrir qual o motivo para que haja um valor de deformações verticais muito elevado (mesmo situado a 55 m de distância, ou seja cerca de 2 vezes e meia a profundidade de escavação) na modelação em relação ao obtido através da instrumentação. Um aumento da dimensão da malha na direcção horizontal não constitui, por si só, uma solução para tentar anular tão grandes assentamentos nessa zona, uma vez que estes não apresentam uma tendência clara, caso se aumentassem as dimensões horizontais da malha, para se obterem assentamentos nulos na fronteira.

Várias hipóteses se podem colocar, mas em primeiro lugar foi efectuado um estudo em relação ao balanço entre o volume de terras deslocado verticalmente na superfície do terreno e o volume de terras deslocado horizontalmente na cortina, na última fase da escavação. Esse trabalho consistiu no cálculo do integral dos assentamentos verticais do terreno à superfície (A), dos empolamentos que ocorrem na base de escavação (C), e comparar o valor obtido com o cálculo do integral dos deslocamentos horizontais da cortina na parte escavada e na parte não escavada (B e D, respectivamente). Os valores obtidos para cada uma das partes da escavação estão representados esquematicamente na Figura 5.3.

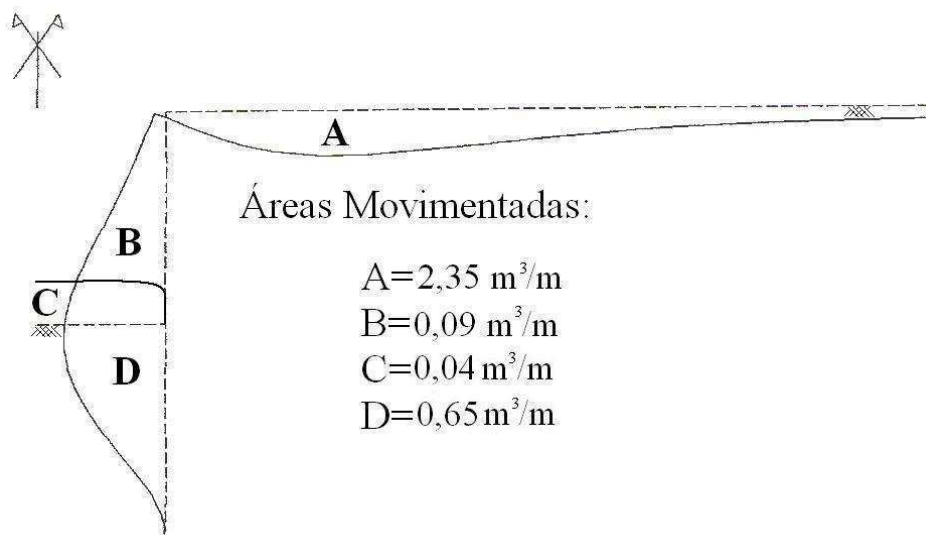


Figura 5.3 – Cálculo dos volumes deslocados por metro de desenvolvimento, adaptado de Fortunato, 1994.

Para que o balanceamento fosse correcto, ou seja se não ocorressem deformações volumétricas do solo significativas (exemplo de escavações em solos moles em condições não drenadas), a área abrangida pelo movimento da parede de encontro à escavação (B+D) é aproximadamente igual à área envolvida pela superfície do terreno no seu movimento descendente (A), e ainda aproximadamente igual à soma das áreas de solo movimentadas para o interior da escavação (B+C), como refere Fortunato (1994). Como se pode observar através das medições efectuadas, o valor de A é extremamente elevado quando comparado com os restantes. Assim, para haver a compensação de deslocamentos implicava que a soma de B+D (0,74 m³/m) fosse igual a A (2,35 m³/m) e a B+C (0,13 m³/m), o que não é. Isto implicaria que o solo evidenciasse uma grande compressibilidade no fim da escavação, o que sendo o solo estudado (Granito W5-W4) aquele que contribuiria mais para isso, por ser aquele com maior espessura, teria que manifestar e que sofre maior compressão, como se pode observar através da Figura 5.4.

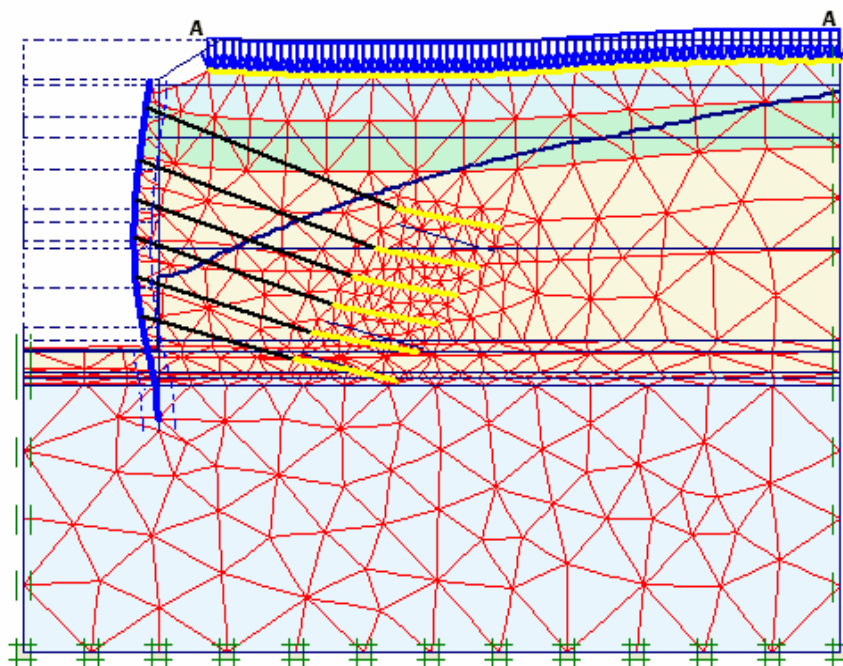


Figura 5.4 – Deformada do modelo após a última fase.

Como se viu através o balanço entre volumes deslocados, o solo apresenta uma grande compressibilidade que é traduzida nos elevados assentamentos verticais observados. Analisando o gráfico da Figura 5.2 facilmente se percebe que os grandes aumentos de assentamentos verticais se dão quando se executa uma nova fase de escavação. No entanto, o volume deslocado devido à escavação devia, em parte, ser distribuído para os deslocamentos horizontais na cortina e isso não acontece, como já se viu atrás. Equacionou-se então que a razão de tão elevados assentamentos verticais obtidos na simulação numérica, poderia residir, essencialmente, numa outra acção que se desenvolvia em cada uma das fases de escavação: o rebaixamento sucessivo do nível freático imposto pelo Plaxis® na geração de novas redes de percolação. Como se disse atrás, em cada uma das fases de escavação o nível freático era redefinido através dos pontos conhecidos cuja informação era proveniente dos piezómetros instalados perto da escavação. Por outro lado, ao correr a percolação através do comando “ground water flow”, este estabelece uma transição suave entre as cotas do nível freático na base da escavação e no extremo do maciço (a 55 metros). Esta tentativa de suavizar a posição do nível freático vai um pouco contra a imposição dos pontos onde a carga hidráulica é conhecida, ignorando de algum modo esses valores. Esse exemplo pode ser observado na figura seguinte.

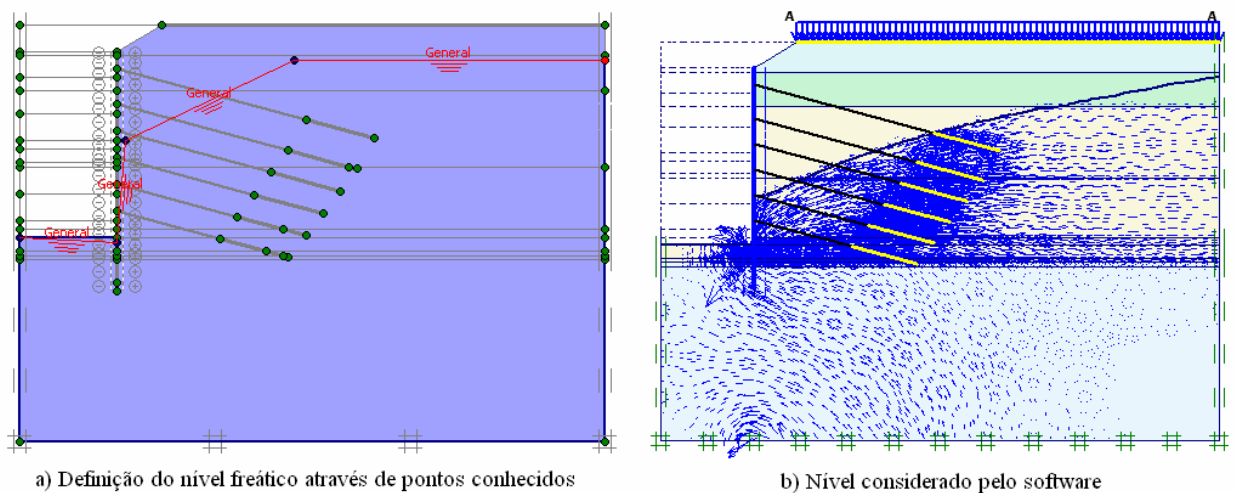


Figura 5.5 – Comparação entre o nível freático definido e o considerado pelo Plaxis® (Fase 14).

É importante verificar, através da Figura 5.5, que o nível freático a partir de 20 metros de distância devia ter uma cota constante de 68 m (Figura 5.5 a)) contrastando com o constante abaixamento que ele vai sofrendo até à base da escavação. Este factor deverá ser responsável pela existência de assentamentos tão elevados à superfície, uma vez que o simples rebaixamento do nível freático em maior grandeza do que realmente se observou através dos piezómetros entre as várias fases de escavação implica assentamentos imediatos com algum significado. Tomando como exemplo um ponto situado a 30 metros da escavação e tendo em conta a Figura 5.5, o nível freático está cerca de 5 m abaixo do que na realidade deveria estar, havendo aqui um ganho de tensão efectiva correspondente a cerca de 50 kPa. Utilizando a expressão da compressibilidade unidimensional, por simplicidade e estimativa qualitativa, e fazendo as considerações necessárias (admitindo que o solo é normalmente consolidado e que o valor do módulo edométrico é constante), é possível calcular o assentamento imediato de acordo com a expressão (5.1).

$$s_c = m_v \cdot h_0 \cdot \Delta\sigma'_v = \frac{1}{E_{oed}} \cdot h_0 \cdot \Delta\sigma'_v \approx \frac{1}{29400} \cdot 18,50 \cdot 50 \approx 3,14 \text{ cm} \quad (5.1)$$

Sendo o coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v , o inverso do módulo edométrico (E_{oed}) estimado para o centro do horizonte, h_0 a espessura do horizonte compressível e o acréscimo de tensão o valor correspondente ao rebaixamento do nível freático.

O valor de assentamento obtido (para o ponto intermédio do horizonte de granito W5-W4, devido ao rebaixamento da água entre a Fase 1 e a Fase 14) para a estimativa efectuada corresponde aproximadamente ao assentamento experimentado pelo ponto mais afastado da escavação (situado a 55 metros) na última fase. Optou-se assim, por fazer um novo balanço de volumes, retirando agora 3,14 cm de assentamento vertical devido ao rebaixamento. Verificou-se que, desta forma, a soma de parcelas B+C (0,74 m³/m) é sensivelmente igual à parcela A recalculada (0,78 m³/m).

Após constatar que existe uma diferença significativa entre as posições do nível freático e, uma vez que o software para calcular as pressões neutras no solo necessita de fazer uma percolação que obriga a uma suavização do nível freático, inferiu-se a seguinte conclusão. Os ensaios de permeabilidade feitos para a amostra Triax 6 (referidos atrás) que revelaram uma baixa permeabilidade do solo poderiam não estar errados. É possível que esta zona fosse constituída por granitos algo caulinizados e com uma permeabilidade menor do que a estimada, cerca de uma ordem de grandeza (semelhante aos resultados obtidos através do ensaio de permeabilidade). Ao impor uma permeabilidade menor, a água

terá mais dificuldade em escoar através do maciço criando uma transição muito mais brusca junto à escavação, ficando a rede mais próxima da realidade à luz dos registos dos piezómetros. Impondo uma permeabilidade com duas ordens de grandeza menor (10^{-7} m/s) para o horizonte W5-W4, simulando exactamente as mesmas condições que as realizadas na modelação, verifica-se que o nível freático sobe consideravelmente como seria de esperar (Figura 5.6).

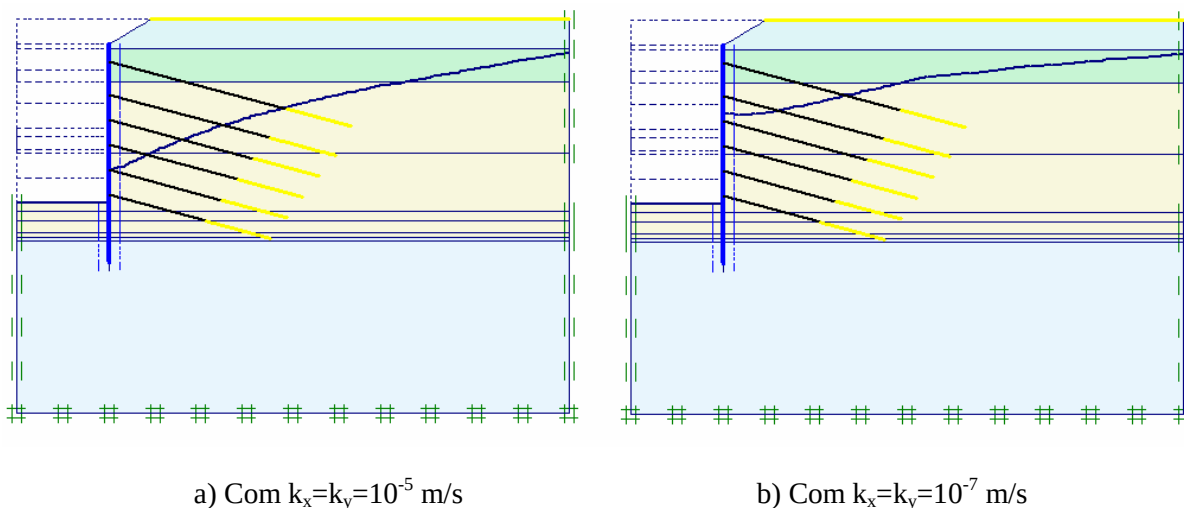


Figura 5.6 – Posição do nível freático devido à variação do valor do coeficiente de permeabilidade (Fase 13).

O assentamento vertical, para as mesmas fases, é também menor do que a simulação baseada nos valores adoptados no Capítulo 3 (Figura 5.7).

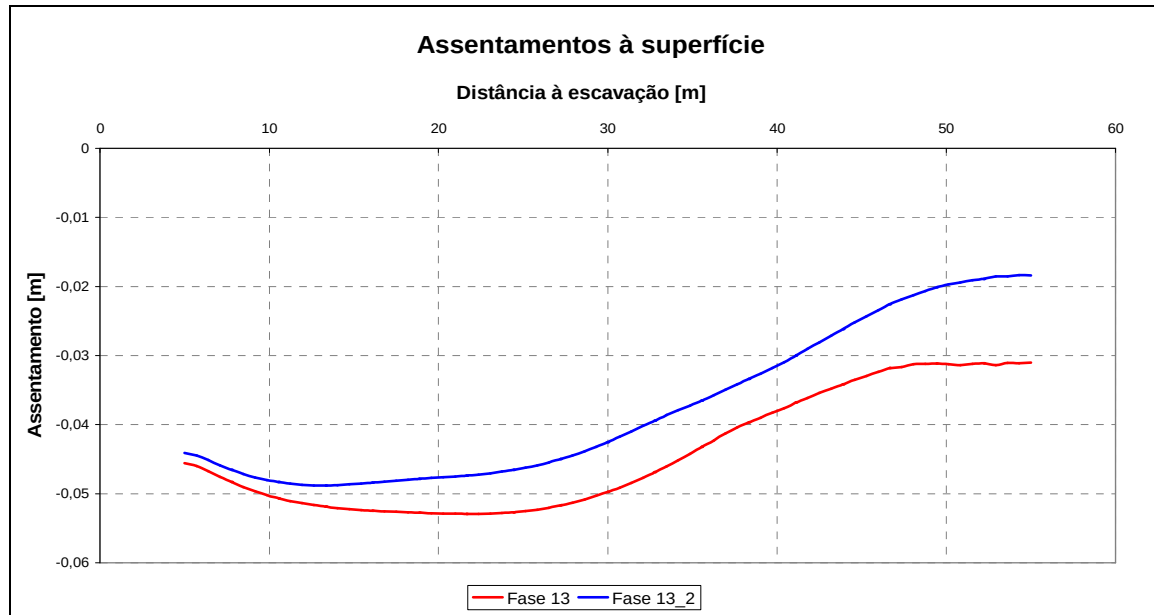


Figura 5.7 – Comparação dos assentamentos à superfície na Fase 13, fazendo variar o coeficiente de permeabilidade.

A diferença destes assentamentos chega a ser superior a 1 cm, na zona mais afastada da escavação, mantendo-se a mesma tendência nas fases seguintes.

Quanto às marcas topográficas, a situação é semelhante, ou seja o terreno sofre um grande assentamento vertical à superfície na simulação numérica mas as marcas não acompanham esses valores.

Além do exposto anteriormente há algo que pode perturbar a credibilidade dos resultados obtidos através das marcas que é o facto de estas se encontrarem à superfície. As marcas que estavam situadas à superfície do terreno, em zonas de pavimento rodoviário ou em passeios, cuja rigidez é bastante mais elevada que o resto do terreno e simultaneamente do que o obtido por simulações através do software, apresentam assentamentos baixos quando comparados, por exemplo, com a marca situada nas imediações do estaleiro.

Existe, no entanto, uma excepção que corrobora aquilo que se disse atrás relativamente à diferença de assentamentos verticais. Ao analisarem-se os deslocamentos verticais obtidos pela simulação numérica e a observação do alvo situado na viga de coroamento, verifica-se uma proximidade nos resultados que quase nunca ultrapassa 1 mm de diferença. Esse ponto analisado, situado ao nível da 1ª viga de coroamento, não se encontra afectado dos factores anteriormente referidos, uma vez que não está dependente da variação dos níveis freáticos nem tem associada uma elevada rigidez como as marcas superficiais. Os deslocamentos horizontais, observados nesse alvo já diferem um pouco havendo a sensação de que existe um ligeiro desfaseamento em termos de datas nos valores registados, uma vez que o comportamento apresentado pelo Plaxis® e o registado através do alvo é convergente.

Em último lugar faz-se a análise do comportamento das ancoragens, cujos esforços têm um comportamento distinto em cada um dos níveis. De todos os níveis, aquele que apresenta uma divergência acentuada nos resultados maior é o 1º nível, sendo o comportamento observado distinto do simulado numericamente nas primeiras fases (o comportamento é quase simétrico no início). Foi dada uma atenção particular a este facto, uma vez que na simulação numérica o esforço da ancoragem baixa após se realizar a escavação o que não seria, à partida, de esperar. Este facto pode ser explicado olhando atentamente para as direcções dos vectores deslocamento naquela zona, após a escavação (Fase 3) na Figura 5.8.

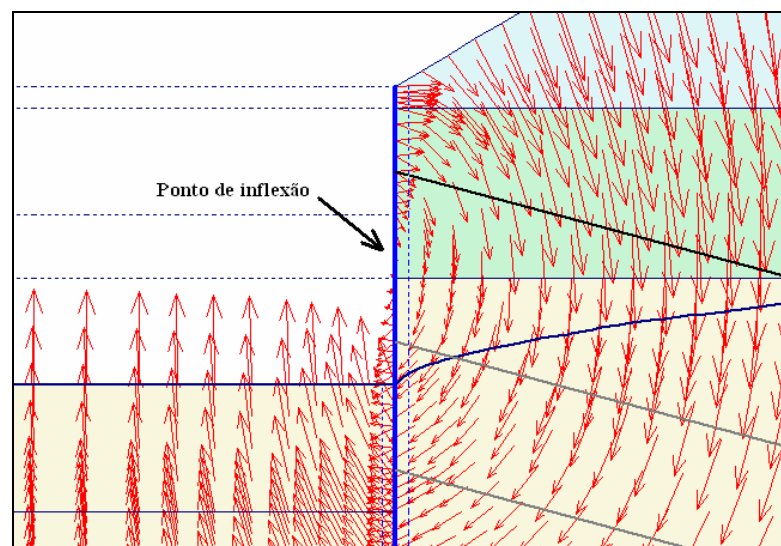


Figura 5.8 - Representação do campo dos vectores deslocamento na Fase 3.

Os vectores apresentam um comportamento distinto na parte superior e na parte inferior. A fase 3 corresponde a uma escavação de 4 metros (a maior efectuada em todo o processo construtivo), passando a cortina a estar 7 metros sem a acção contributiva do impulso passivo do solo. De notar o

facto de, nesta fase, ainda não se ter feito a activação da 2ª ancoragem. Ao fazer a escavação, a cortina fica sujeita aos impulsos activos correspondentes a 2 e 5 metros acima e abaixo da cabeça da ancoragem (que foi activada na fase anterior), respectivamente. Deste modo, e sendo o impulso correspondente aos últimos 5 metros, superior ao impulso correspondente aos primeiros 2 metros, há uma tendência para que a cortina se desloque muito mais junto à base da escavação do que no topo o que irá criar um ponto de inflexão na zona intermédia. Com esse ponto de inflexão uma parte da cortina desloca-se para o interior da escavação e outra desloca-se na direcção do maciço suportado e, estando esse ponto de inflexão situado abaixo da cabeça da ancoragem, esta desloca-se para o interior do maciço diminuindo a sua tensão e correspondentemente o seu esforço. O comportamento inverso acontece com os registos da célula de carga no 1º nível das ancoragens, onde o esforço sobe aquando da escavação mas, surpreendentemente, após se realizar o pré-esforço da 2ª ancoragem dá-se um notório acréscimo do valor esforço para os 760 kN, nunca baixando desse valor. Como foi dito anteriormente, as células de carga instaladas não estavam situadas exactamente na secção transversal em estudo o que pode, em parte, justificar o comportamento distinto do pré-esforço da ancoragem após a primeira escavação. A célula de carga instalada no 1º nível de ancoragens encontra-se realmente muito próxima da secção instrumentada estudada, mas como se pode observar pela Figura 5.9, esta situa-se um metro abaixo da cota considerada na modelação numérica para este nível (a secção utilizada para a modelação está exactamente à esquerda da célula de carga instalada). Esta situação pode ser a razão pela qual o esforço da ancoragem apresenta um comportamento contrário ao da modelação, estando o ponto de inflexão situado numa posição distinta na cortina, possivelmente acima da cabeça da ancoragem.

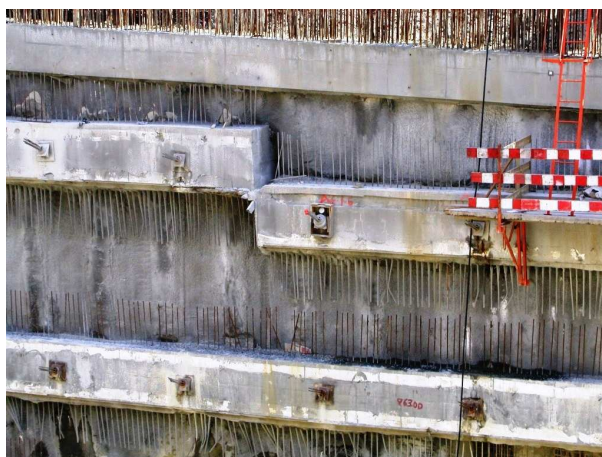


Figura 5.9 – Pormenor da ancoragem instrumentada situada no 1º nível de ancoragens.

Como não existe qualquer informação sobre o desempenho da 2ª ancoragem, é provável que esta tenha apresentado alguma cedência, explicando adicionalmente um maior esforço da 1ª ancoragem registado a partir do momento em que se realiza o 2º pré-esforço. O 3º nível, embora um pouco distinto no valor dos esforços, apresenta comportamentos semelhantes. Em relação ao 5º nível, o registo das células de carga apresentado tem pouco significado.

Baseado em todos os resultados obtidos, é possível conhecer a distribuição das deformações instaladas no maciço, tanto de corte como volumétricas (os valores negativos representam compressões).

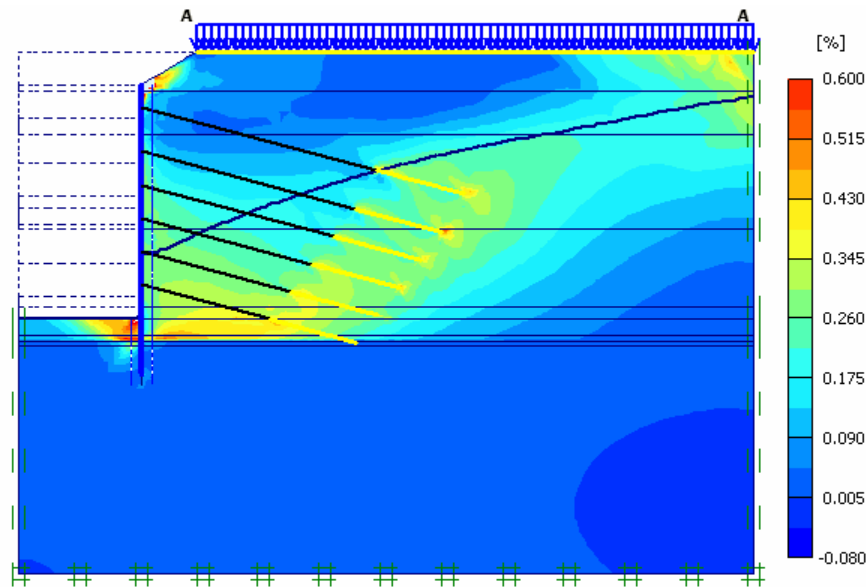


Figura 5.10 – Distribuição das deformações de corte (“Shear Strains”) no maciço.

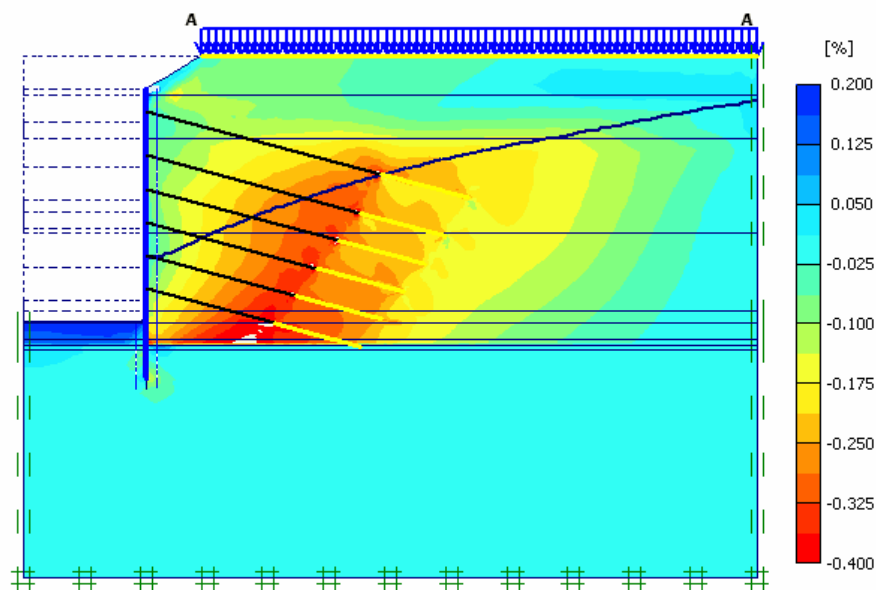


Figura 5.11 - Distribuição das deformações volumétricas (“Volumetric Strains”) no maciço.

Como se pode observar pela distribuição das deformações devido ao corte, estas deformações na sua maioria não ultrapassam os 0,3%. A consideração que foi feita na modelação hiperbólica dos ensaios consistiu em intervalos de deformações que foram até cerca de 0,2%. Como se pode ver, estes valores não são muitas vezes ultrapassados, verificando-se que a consideração feita anteriormente para a determinação do módulo de deformabilidade foi bastante aceitável. Em relação às deformações volumétricas, os valores são bastante modestos variando entre -0,4% e 0,2%.

6

DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

É importante analisar algumas considerações efectuadas ao longo deste trabalho que implicam com futuros trabalhos e permitem um melhor conhecimento dos maciços residuais do granito e das estruturas geotécnicas que os envolvem, em particular de contenções periféricas em escavações profundas. Este tipo de solos possui características muito próprias que são bastante variáveis em função da zona, do clima, da rocha que os formou, etc... Este trabalho vem contribuir para que o estudo destes maciços, à semelhança de outros, forneçam cada vez mais informação que permita uma caracterização mais fundamentada, através de uma parametrização baseada em ensaios *in situ* e de laboratório. No entanto, existem algumas questões que devem ser detalhadas e mais aprofundadamente analisadas em trabalhos futuros, no sentido de se ganhar uma maior experiência no comportamento das estruturas nestes solos, quando se encontram particularmente em situação de serviço. Deste modo, boas campanhas de caracterização, devidamente acompanhadas de uma retro-análise dos resultados obtidos em instrumentação criteriosa colocada em secções ou peças das estruturas, recorrendo a uma modelação numérica consubstanciada nos resultados dos ensaios daquela caracterização, em que houve um bom conhecimento do faseamento construtivo irão, certamente, permitir uma consolidação da experiência acumulada até agora.

Neste trabalho estudou-se uma secção (a mais bem instrumentada) da contenção periférica da estação dos Aliados, no Porto, tendo os resultados numéricos ajustado bastante bem aos obtidos através do inclinómetro vertical, embora os obtidos das marcas de superfície e dos inclinómetros horizontais tenham apresentado um certo desfasamento. Algumas razões foram apontadas como causas destas últimas divergências, identificando-se alguns aspectos onde se deve melhorar a modelação. Os horizontes considerados nesta modelação, por simplificação, foram homogéneos ao longo da secção transversal. Na realidade a rigidez dos solos varia na direcção transversal estudada, aconselhando-se um estudo mais pormenorizado focando este aspecto. Outra consideração em que houve alguma dificuldade foi a definição do valor a adoptar para a sobrecarga à superfície na modelação. Quando se procede a um dimensionamento, as sobrecargas utilizadas são baseadas em regulamentos, que aconselham valores bastante elevados e que têm em conta inúmeros imprevistos. Em relação à sobrecarga rodoviária, o valor de referência (segundo o RSA, 1994) é de 10 kPa mas, neste trabalho (sendo um caso de retro-análise), embora exista tráfego rodoviário à superfície nunca se irá adoptar este valor, nem este está aplicado em toda a superfície. Um estudo mais aprofundado sobre a influência e a quantificação dos valores da sobrecarga, em serviço, poderá ajudar a compreender melhor este fenómeno.

Torna-se igualmente fundamental o conhecimento, de uma forma detalhada, do faseamento construtivo e das datas em que é feito, para que, ao confrontar com os resultados numéricos, se saiba

de uma forma muito aproximada em que fase a obra se encontra nas datas dos registos das leituras. Neste trabalho uma sobre-escavação à cota 59.00 m, que influenciou o comportamento da estrutura em termos de deslocamentos e esforços, e que felizmente foi detectada pelo acompanhamento do projectista, permitindo um bom ajuste na retro-análise (que, de outra forma, estaria ameaçada). A comparação dos deslocamentos horizontais obtidos na última fase, no caso de não se ter em conta a sobre-escavação (Figura 6.1), apresenta diferenças de 2,5 mm.

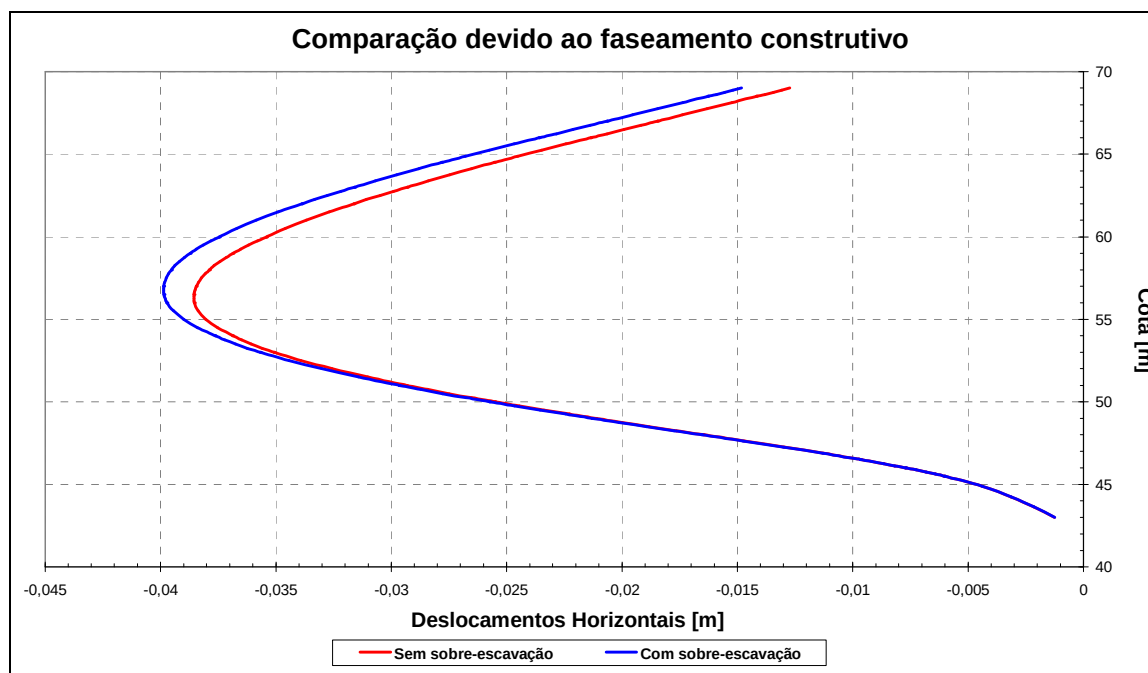


Figura 6.1 – Comparação dos deslocamentos horizontais, tendo em conta a sobre-escavação.

Reportando a este trabalho e mais concretamente a este tipo de contenções estudada, existe um factor que deve ser mais aperfeiçoado de modo a tirar o máximo partido das ferramentas numéricas utilizadas, a pressão da água freática. Este factor deve ser estudado individualmente, de forma adimensionalizada e independente para se conhecer a sua verdadeira influência nos movimentos e esforços da cortina.

A correcta definição da posição da toalha freática desde o repouso e ao longo das fases de escavação, baseada na informação disponibilizada por vários piezómetros instalados na envoltória da obra, torna-se igualmente essencial quando existe a necessidade de redefinir a posição do nível freático de acordo com o desenrolar da escavação. Um outro factor associado ao factor “água”, que deve ser alvo de um estudo mais incisivo, em especial quando existe bombeamento da água que afluí à base da escavação, é a condutividade hidráulica do maciço, simplifadamente expressa pelo coeficiente de permeabilidade do solo. Este irá ter uma preponderância na forma como se desenrolam as redes de percolação, tendo como consequência a definição da posição do nível freático que irá ter uma contribuição relevante na quantificação da variação das tensões efectivas no solo.

Um factor que também pesa no comportamento destas estruturas de contenção é a fluência. Esta característica, normalmente mais estudada em solos moles do que neste tipo de solos, contribui para um contínuo aumento dos deslocamentos da cortina e, como consequência, dos esforços nas ancoragens. A Figura 6.2 mostra a evolução dos deslocamentos horizontais da cortina observados após efectuada a última fase de escavação.

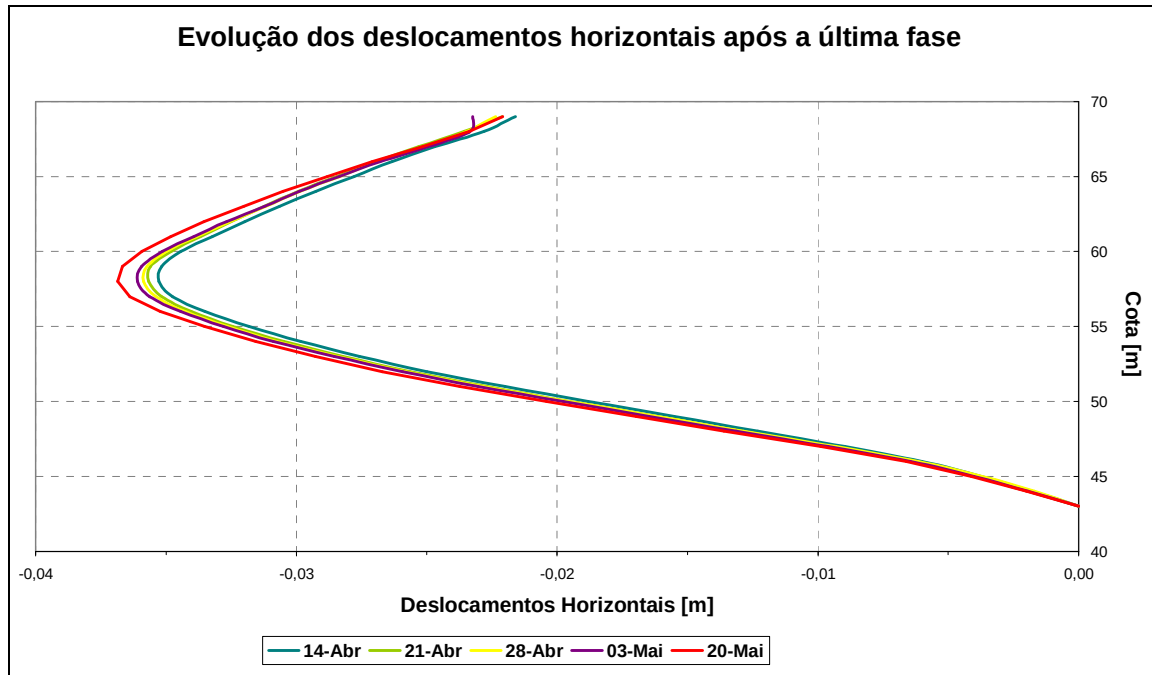


Figura 6.2 – Evolução dos deslocamentos horizontais devido à fluência.

Este comportamento de fluência, a ser incorporado nos modelos constitutivos numéricos, poderá conferir um maior realismo às simulações. Observando a figura anterior, em apenas um mês os deslocamentos devido à fluência atingem valores de 2 mm. Um aspecto que também devia ser tido em conta num dos modelos utilizados (o “*Hardening-Soil*”) é a restrita dependência dos módulos de deformabilidade tanto na vertente mais volumétrica (E_{oed}), como na eminentemente distorcional (E_{50}) em relação à tensão de confinamento. Esta dependência é definida através de um só parâmetro (o expoente m), o que está longe de ser correcto. De facto, a dependência do módulo distorcional e do módulo volumétrico apresenta variadas vezes comportamentos distintos como foi identificado noutros trabalhos em solo residual do Porto, sendo esta uma das limitações do modelo utilizado neste software.

Outra análise que não foi possível fazer com mais detalhe neste trabalho, diz respeito à simulação numérica dos ensaios laboratoriais. Este trabalho demonstrou que uma parametrização do solo, baseada em diversos ensaios de laboratório permite a adopção de modelos constitutivos mais complexos, com algum rigor, como é o caso do “*Hardening-Soil*”. Conhecendo esses parâmetros, a calibração de ensaios realizados no laboratório com a simulação numérica correspondente, é uma mais valia para se proceder ao reajuste dos mesmos, aproximando os comportamentos observados em laboratório e numericamente. O ensaio triaxial, por exemplo, está longe de ser algo fácil de simular correctamente através dos programas numéricos 2D. Um estudo sobre as implicações das simulações numéricas tridimensionais destes ensaios de laboratório, nomeadamente em software 3D como o Flac[®] ou até mesmo o Plaxis[®] (já disponível), é aconselhável dada a sua importância para a definição dos parâmetros do solo.

Porto, 04 de Fevereiro de 2008,

BIBLIOGRAFIA

- AL-SHAYEA, N., ABDULJAUWAD, S., BASHIR, R., AL-GHAMEDY, H., ASI, I.(2003). *Determination of parameters for a hyperbolic model of soils*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Geotechnical Engineering, 156, pp.105-117
- BEGONHA, A.J.S. (1997). *Meteorização do granito do Porto e deterioração da pedra em monumentos e edifícios da cidade do Porto*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Braga, 393 p.
- BEZERRA, M.F. (2002). *Transdutores de deformações locais: estrutura e funcionamento – Manual de utilização*. FEUP
- BIENIAWSKY, Z.T. (1974). *Geomechanics classification of rock masses and its applications in tunnelling*. Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mech. Denver 2 (2). pp. 27-32.
- BISHOP, A.W. E WESLEY, L.D. (1975). *A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing*. Géotechnique, Vol 25, N°4, pp. 657-670.
- BRINKGREVE, R. B. J., BROERE, WATERMAN, D. (2004). *PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses (2D - Version 8)*. Plaxis bv, Delft, Netherlands.
- CLOUGH, G.W. e O'ROURKE, T.D. (1990). *Construction induced movements of insitu walls*. Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication N. 25, Edited by P.C. Lambe and L.A. Hansen, ASCE, pp. 449-470.
- COBA (1996). *Carta Geotécnica do Porto. Trabalho liderado pela COBA com a colaboração da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto*. Câmara Municipal do Porto. Porto.
- DUNCAN, J.M., CHANG, C.Y. (1970). *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil*. ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div. Vol. 96, pp. 1629-1653.
- EUROCÓDIGO 2 (2004). *Projecto de estruturas de betão* . EN 1992-1-1. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- FORTUNATO, E. M. C. (1994). *Escavações escoradas em maciços argilosos moles. Uma contribuição para o seu dimensionamento*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas em Engenharia Civil, FEUP. Porto.
- GOTO, S, TATSUOKA, F., SHIBUYA, S., KIM, Y.-S., E SATO, T. (1991). *A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory*. Soils and Foundations, 31(1), pp. 169-180.
- JAKY, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers: 355-358
- JANBU, J. (1963). *Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests*. Proc. ECSMFEE Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19-25.
- JORGE, F., MONTEIRO, A. e MENÉRES, A. (2000). *O Porto visto do céu*. Argumentum. Portugal.

- LABGEO (2003). *Transdutores de Deformações Locais (LDTs). Estrutura e Funcionamento*. Manual do equipamento desenvolvido para a medição precisa das deformações a níveis muito pequenos da autoria de Viana da Fonseca, A., Bezerra, M. e Ferreira, FEUP. Porto.
- MARQUES, E., VIANA DA FONSECA, A., CARVALHO, P. E GASPAR, A. (2004). *On the erratic distribution of weathering patterns of Porto granite masses and its implication on site investigation and ground modelling*. Geotechnical & Geophysical Site Characterization. Ed. A. Viana da Fonseca & P.W. Mayne. Vol.2, pp. 1361-1370. Millpress, Rotterdam.
- MARQUES, F.E.R. (2006). *Comportamento de túneis superficiais escavados em solos porosos. O caso do Metro de Brasília/DF*. Tese apresentada para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na especialidade de Geotecnia e Fundações, FCTUC. Coimbra.
- MATOS FERNANDES, M. (2006). *Mecânica dos solos conceitos e princípios fundamentais*. Volume 1. FEUP Edições. Porto.
- MORGADO, J., MOURA, A., CARVALHO, A., MAGNO, C., SILVA, G., FILLOL, J., FIEL, J. (2007). *A história do Metro do Porto*. Calendário. Porto.
- NORMETRO (2000). *Relatório geotécnico-geomecânico. Estação dos Aliados. Projecto de execução*. NORMETRO. Porto.
- NORMETRO (2002a). *Memória descritiva e justificativa; cálculos justificativos; Modelo geológico-geotécnico. Estação dos Aliados. Projecto de execução*. NORMETRO. Porto.
- NORMETRO (2002b). *Interpretação dos resultados do levantamento estrutural e avaliação preliminar do risco. Estação dos Aliados. Relatório técnico*. NORMETRO. Porto.
- RAPOSO, N.P. (2007). *Pré-dimensionamento de estruturas de contenção ancoradas*. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP. Porto.
- RIOS SILVA, S. (2007). *Modelação do faseamento construtivo da escavação e contenção periférica da trincheira de acesso à Estação da Casa da Música do Metro do Porto*. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP. Porto.
- RIOS SILVA, S., VIANA DA FONSECA, A., ALMEIDA E SOUSA, J. (2008). *Modelação de uma escavação e contenção escorada em solo residual do granito no Metro do Porto*. Aceite para o XI Congresso Nacional de Geotecnia.
- R.S.A. (1994). *Anotado Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes*. D.L. 235/83. 2ª ed. Edições EPGE. Queluz.
- SERAFIM, J.L. e PEREIRA, J.P. (1983). *Consideration of the geomechanical classification of Bieniawsky*. Proceedings of international symposium on engineering geology and underground construction. Volume 1 (II). Lisbon. pp. 33-44.
- TOPA GOMES, A., VIANA DA FONSECA, A. & FAHEY, M. (2008). *Self-boring pressuremeter tests in Porto residual soil: results and numerical modelling*. Accepted to Proceedings of ISC'3.
- VIANA DA FONSECA, A. (1988). *Caracterização geotécnica de um solo residual do granito da região do Porto*. Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP. Porto.

- VIANA DA FONSECA, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas*. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- VIANA DA FONSECA, A. & ALMEIDA E SOUSA, J. (2001). *At rest coefficient of earth pressure in saprolitic soils from granite*. *Proc. XIV ICSMFE*, Istanbul, Vol. 1: 397-400
- VIANA DA FONSECA, A. & ALMEIDA E SOUSA, J. (2002). *Hyperbolic model parameters for FEM analysis of a footing load test on a residual soil from granite*. *PARAM 2002: Int. Symposium on Identification and determination of soil and rock parameters for geotechnical design*. Vol. 1, pp 429-443 Ed. J-P Magnan, Presses L'ENPC, Paris.
- VIANA DA FONSECA, A. E COUTINHO R. Q. (2008). *Characterization of residual soils*. Keynote Lecture of ISC'3, 3rd Int. Conference on Site Characterization. Taiwan. Balkema. Nth (In Press).
- VIANA DA FONSECA, A., MATOS FERNANDES, M., CARDOSO, A.S., BARREIROS MARTINS, J. (1994). *Portuguese experience on geotechnical characterization on residual soils from granite*. *Proc. XIII ICSMFE*, New Dehli, India, Janeiro, Vol. 1, pp. 377-380. A.A. Balkema, Rotterdam.
- VIANA DA FONSECA, A., MARQUES, E, CARVALHO, P. E GASPAR, A. (2003) *Implicação da heterogeneidade do granito do Porto nas opções de investigação e classificação. Parametrização para projectos de estações cut-and-cover do Metro do Porto*. 1^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, Madrid, Actas: pp. 15-26, Ed. SPG-CEDEX.
- VIANA DA FONSECA, A., CARVALHO, J., FERREIRA, C., TUNA, C., COSTA, E. & SANTOS, J. (2004). *Geotechnical characterization of a residual soil profile: the ISC'2 experimental site, Porto*. *Geotechnical & Geophysical Site Characterization*. Ed. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne. Vol.2, pp. 1361-1370. Millpress, Rotterdam.
- VIANA DA FONSECA, A., CARVALHO, C., 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 techniques*. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24, pp. 1307-1348